

下水 2 次処理水の急速濾過の最適濾過速度に関する研究

金 成 英 夫*・山 田 慎 吾**

A Study on the Most Suitable Rate of Rapid Sand Filtration for Advanced Sewage Treatment

By Hideo Kanari* and Shingo Yamada**

Synopsis: This paper deals with effects of filtration rate and head loss of filtrate conduits on the quantity of filtrate of rapid sand filtration for advanced sewage treatment.

As a result of investigation, this paper makes it clear that there is a maximum value of quantity of filtrate which is affected by total head loss of filtrate conduits, etc. Moreover, if these total head losses are as small as possible, the rate of filtration which gives a maximum quantity of filtrate can be increased.

要旨: 下水の三次処理として用いられている急速濾過池の累積濾過水量に及ぼす濾過速度および濾過水渠等の損失水頭の影響について実験結果をもとに検討を加えた。その結果、累積濾過水量は設定全損失水頭、濾過速度および濾過水渠等の損失水頭の影響を受け、その最大値が存在することを示した。また、濾過水渠等の損失水頭はできる限り小さくすることにより、最適濾過速度を大きく設定できることを示した。

1. 緒 言

濾過は上水道の浮遊物除去法として、1804年に Gibb により考案された¹⁾。1892年のドイツのハンブルグでの飲料水を媒体としたコレラの流行の際に、同じようにエルベ河を水源としていた下流側のアルトナでの発病率が低く、また、ハンブルグ市内でも、アルトナの上水道の給水区域では、全くコレラ患者が発生しなかった。これは、アルトナでは、全ての原水を緩速濾過しているためであった²⁾。これにより、緩速濾過の細菌除去効果が再認識され、その後、各地で緩速濾過が用いられている。しかし、緩速濾過法は、濾過速度が3~4 m/日と低いこと、原水水質が悪化し、特に、濁度10度以上では、濾層の目詰まりが激しく、短期間で損失水頭が増大するために、濾過池表面の砂層の掻き取り頻度を多くしなければならぬなどが欠点であった。

その後、アメリカで、Hyatt A. (1884) は凝集剤で前

処理した原水を、緩速濾過法よりも大きな速度で濾過を行う急速濾過法を開発した。これは、アメリカにおける河川水の濁度が高く、緩速濾過が適していなかったことによるものとされている³⁾。

日本では、近代式水道の発祥の時期に、各地で緩速濾過法が採用された。しかし、その後、水道水の需要が増したことと、都市近郊に広大な土地の確保が困難であることなどの理由から、急速濾過法を採用するところが多くなり、現在では、ほとんどの浄水場で急速濾過法を採用している。

このように、上水道での濾過の歴史は長く、濾過を上水道に適用する場合の設計上の問題点はかなり解決されているといえる。

一方、本論文で取り扱う急速濾過は、公共用水域の水質汚濁防止を目的として、下水の2次処理水をさらに浄化する三次処理法の一つとして、主に、2次処理水中の浮遊物を除去するために用いられているものである。今後、公共用水域の水質保全を目的として、2次処理水中の浮遊物を除去した後に放流、あるいは、さらに溶解性有機物の除去を目的とした活性炭吸着などの処理を行う必要のある下水処理場が増えるものと予想される。

*土木工学科 教授 工学博士

Professor, Civil Engineering Division, Dr. of Engineering.

**工学部土木工学科 技術職員

Technical Staff, Civil Engineering Division

この浮遊物除去プロセスには、濾過以外に、マイクロストレーナー、凝集沈殿、浮上分離および遠心分離等があるが、急速濾過は建設費、維持管理費とも比較的安価で、浮遊物およびBODの除去率が高いなどにより、下水の2次処理水中の浮遊物除去に多く用いられることが考えられる。しかし、下水の3次処理としての急速濾過法の設計条件は、開始されてからの日も浅く、実施もほとんど無く、運転実績も乏しいことなどから、十分に確立されているとは言いがたい状況である。そこで、本研究は下水2次処理水をカスケード流入で急速濾過する場合、濾過池の濾過水渠等の損失水頭が濾過水量と濾過速度に及ぼす影響について、実験結果をもとに検討を加え、最適濾過速度を求める手法を明らかにしたものである。

2. 急速濾過池

2次処理水の濾過に用いた急速濾過実験装置のフローシートおよび濾過池断面をそれぞれ図-1および図-2に示す。濾過池は4池とし、流入法および流出法ともカスケードおよび非カスケードとすることができる。濾過原水(2次処理水)は、K下水処理場の2次処理水(滅菌前)を揚水し、電磁流量計および流量調整器を経て原水調整槽に流入する。原水調整槽は、濾過原水を4池の

濾過池に分注できるように4分割され、その各々に直角三角堰を設け、各池ごとに流量の調整が可能である。

濾過池は1池当りの濾過面積 1 m^2 ($1\text{ m}\times 1\text{ m}$)で、高さ 5.25 m である。濾層は2層構成とし、上層にアンスラサイト(無煙炭)層、下層に珪砂層の2層濾過とし、これらの濾層の厚さはそれぞれ 0.65 m および 0.35 m である。

濾材は、最初に珪砂を所定の厚さより若干多く充填し、逆流洗浄を数回繰返した後に表面の珪砂を数cm掻き取り、所定の厚さとした。次に、アンスラサイトを同様な方法で充填し、濾層全体を所定の厚さとした。その後、直径 10 cm 、長さ 1 m の濾材採取器を濾層に垂直に挿入し、濾材を採取し、ふるい分けを行った。その結果を図-3に、それぞれの濾材の有効径と均等係数および比重を表-1に示す。

次に、10回ほど逆流洗浄を繰返した後で、同様に濾材採取器で濾材を採取し、濾層深度 10 cm ごと分け、ふるい分け試験を行い、各層の濾材の有効径と均等係数を求め、図-4に示した。この図から、濾層深度 $60\sim 70\text{ cm}$ 付近で有効径および均等係数とも大きく変化しているのが認められる。これは、下層が珪砂および上層がアンスラサイトに成層していることを示しているものである。これらの濾材の境界面は濾層深度 0.65 m 付近で、

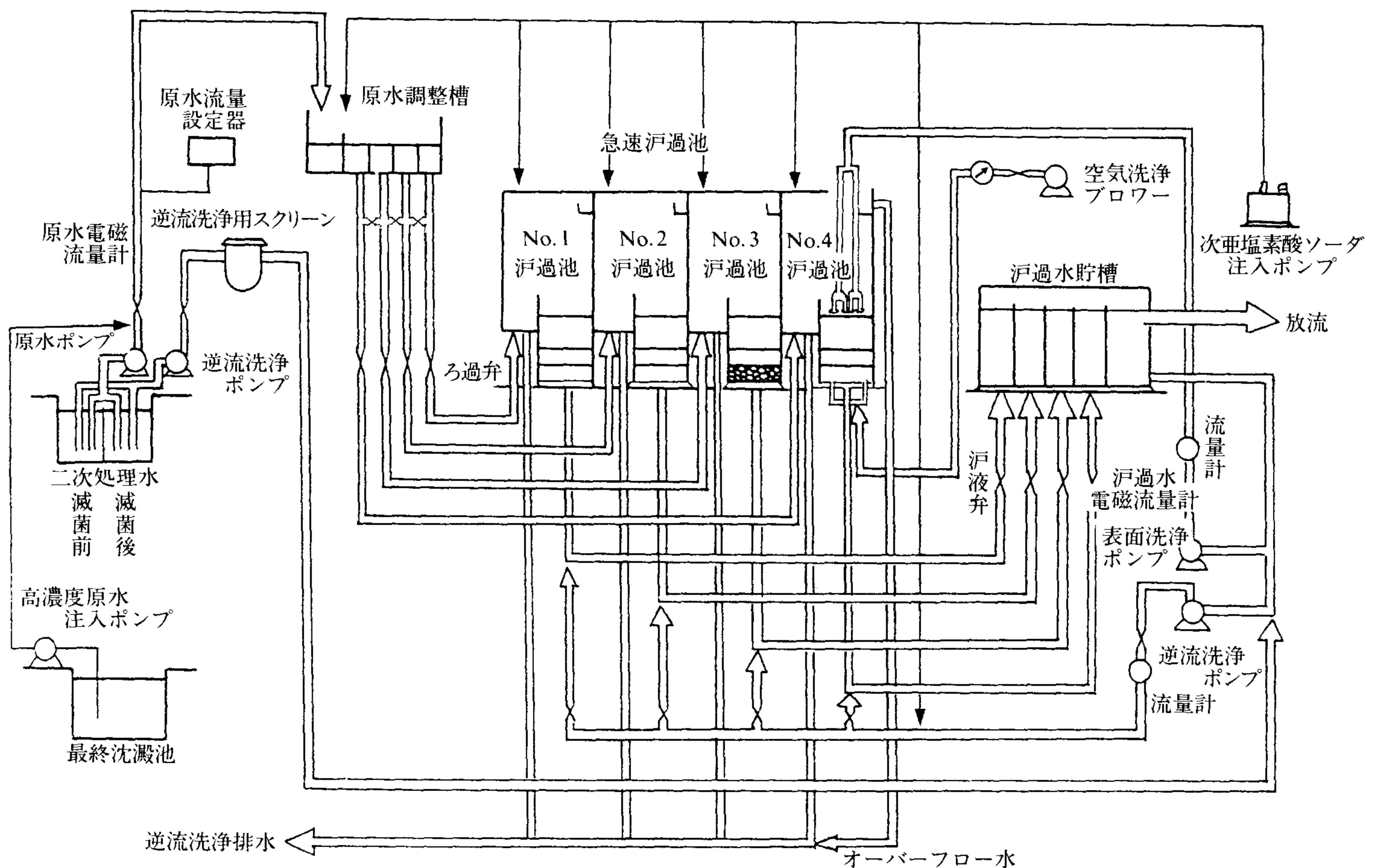


図-1 急速濾過池のフローシート

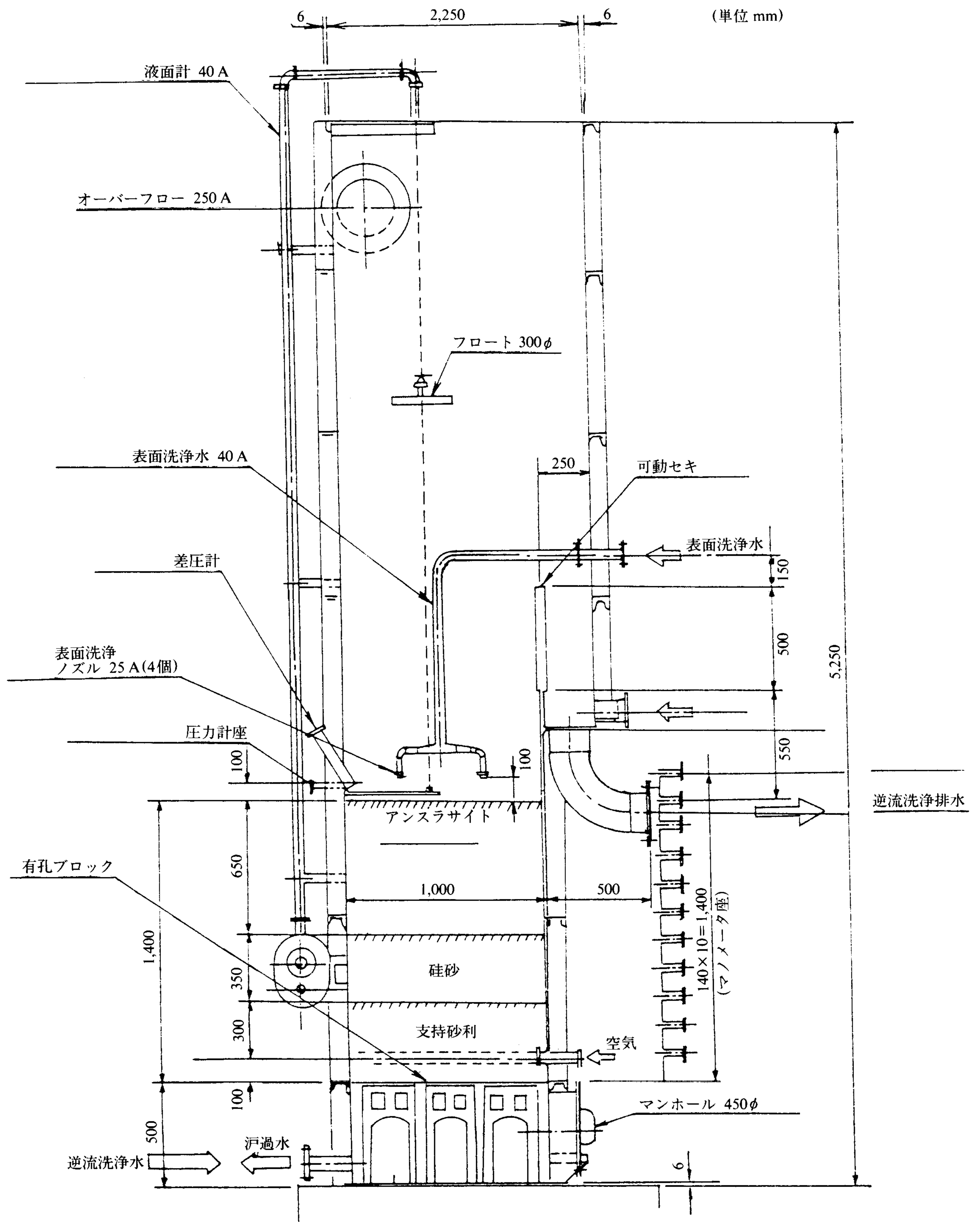
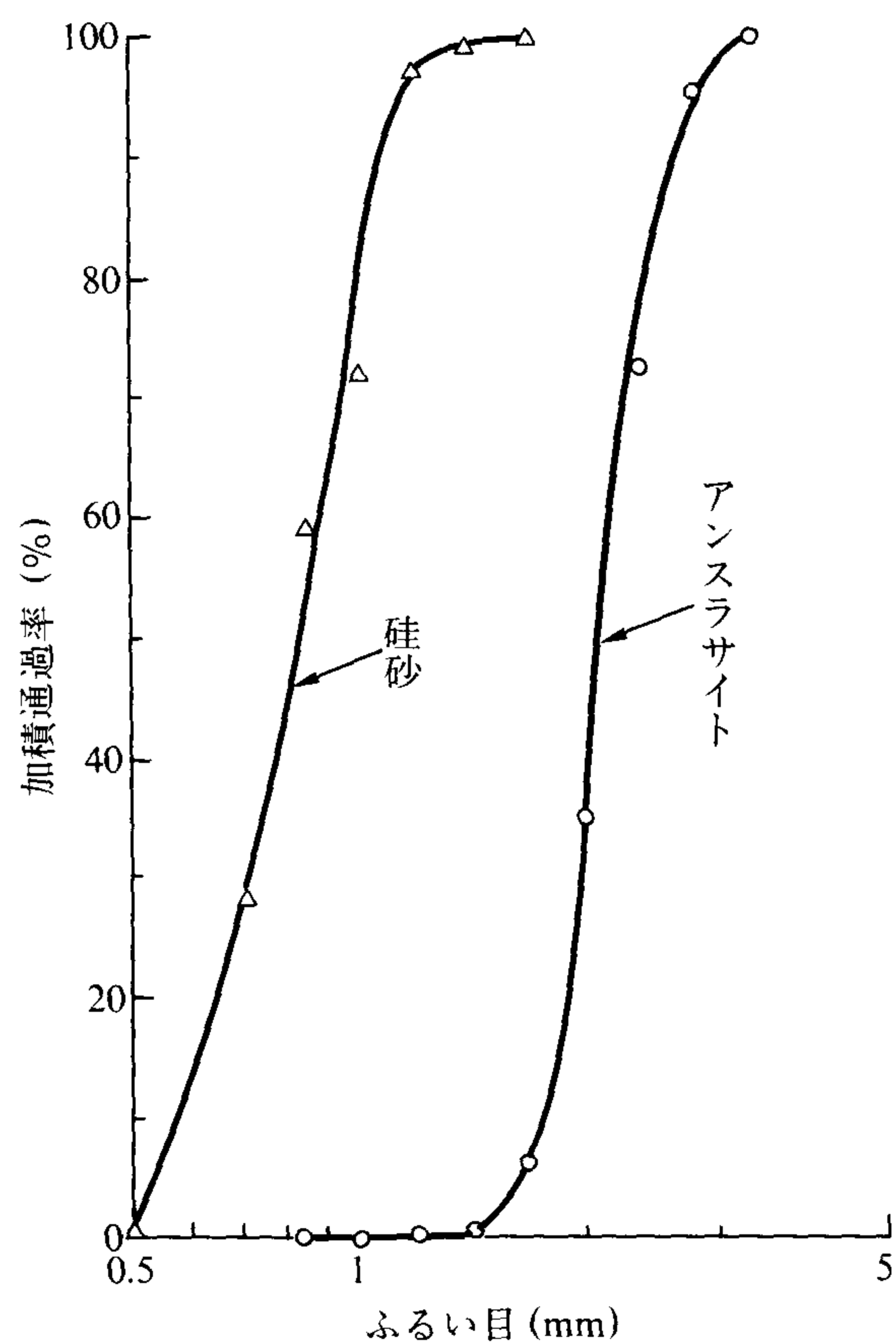


図-2 急速濾過池の断面図



図—3 濾材の粒径加積曲線

濾材採取時にも、アンスラサイトと珪砂が明らかな境界面を持っていることが、目視で確認できた。

濾層下部の支持砂利層は厚さ 0.4 m で、5 層で構成されており、その粒径および層厚を表—2 に示す。

下部集水装置は、有孔ブロック型で、開口比（集水孔総面積/濾過面積）は 0.65% である。したがって、濾層厚は支持砂利層および有孔ブロックを含めて 1.9 m である。

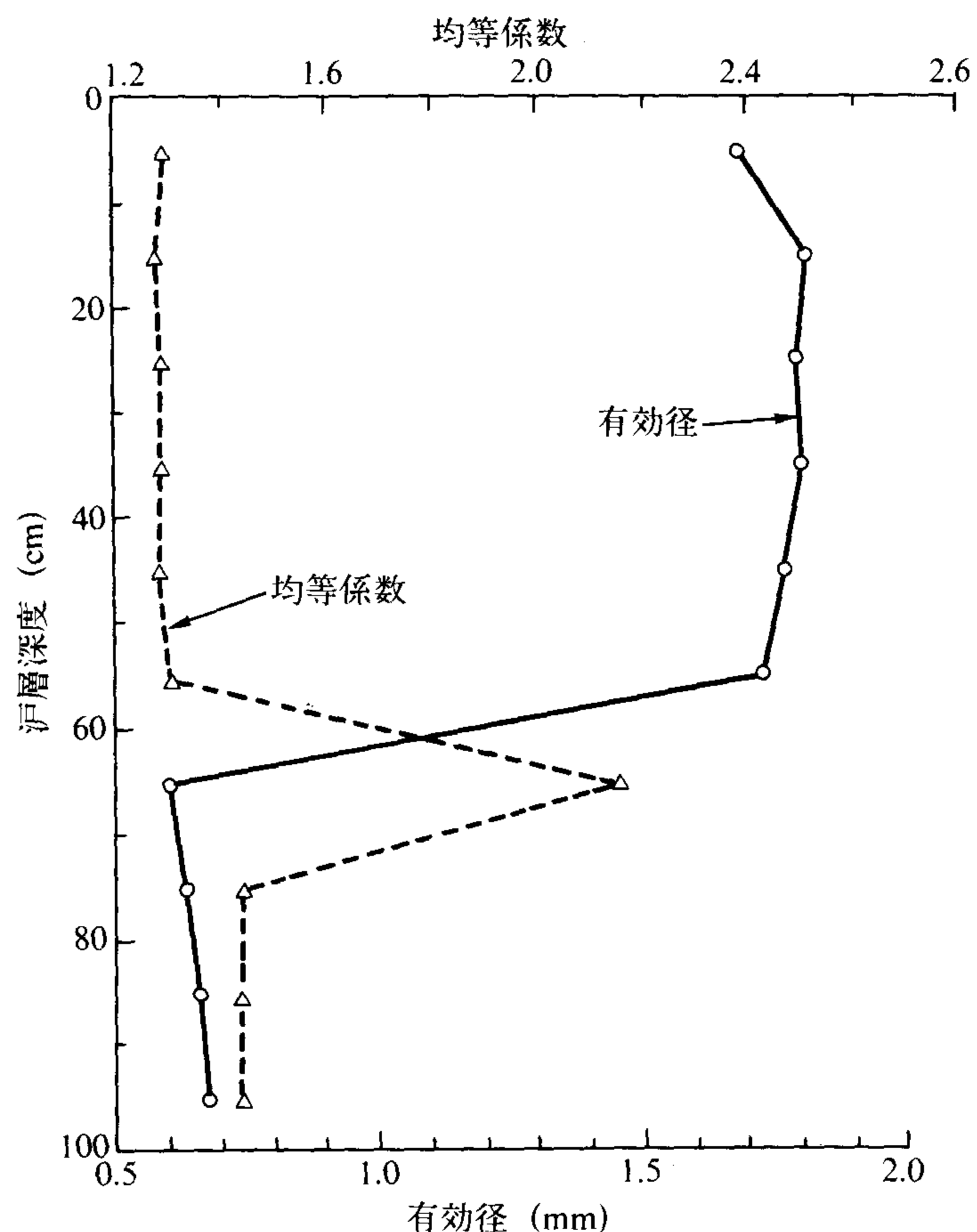
本実験装置は濾層の洗浄装置を備えている。この洗浄装置は、濾過の継続に伴う濾層の目詰まりを解消し、濾過池を再生するためのものである。この装置の洗浄方法は、表面洗浄、空気洗浄および逆流洗浄を任意に組み合わせることができる。この他に、薬品洗浄装置も備えている。

濾過速度は原水流量設定器により任意に設定でき、濾過速度を一定とした定量濾過および時刻とともに濾過速度を変えることのできる変動濾過が可能である。変動濾過の濾過速度の変動パターンは、図—5 に示すように変動—I および変動—II の 2 通りとした。ただし、ここに示す濾過速度比は、次の式で計算した。

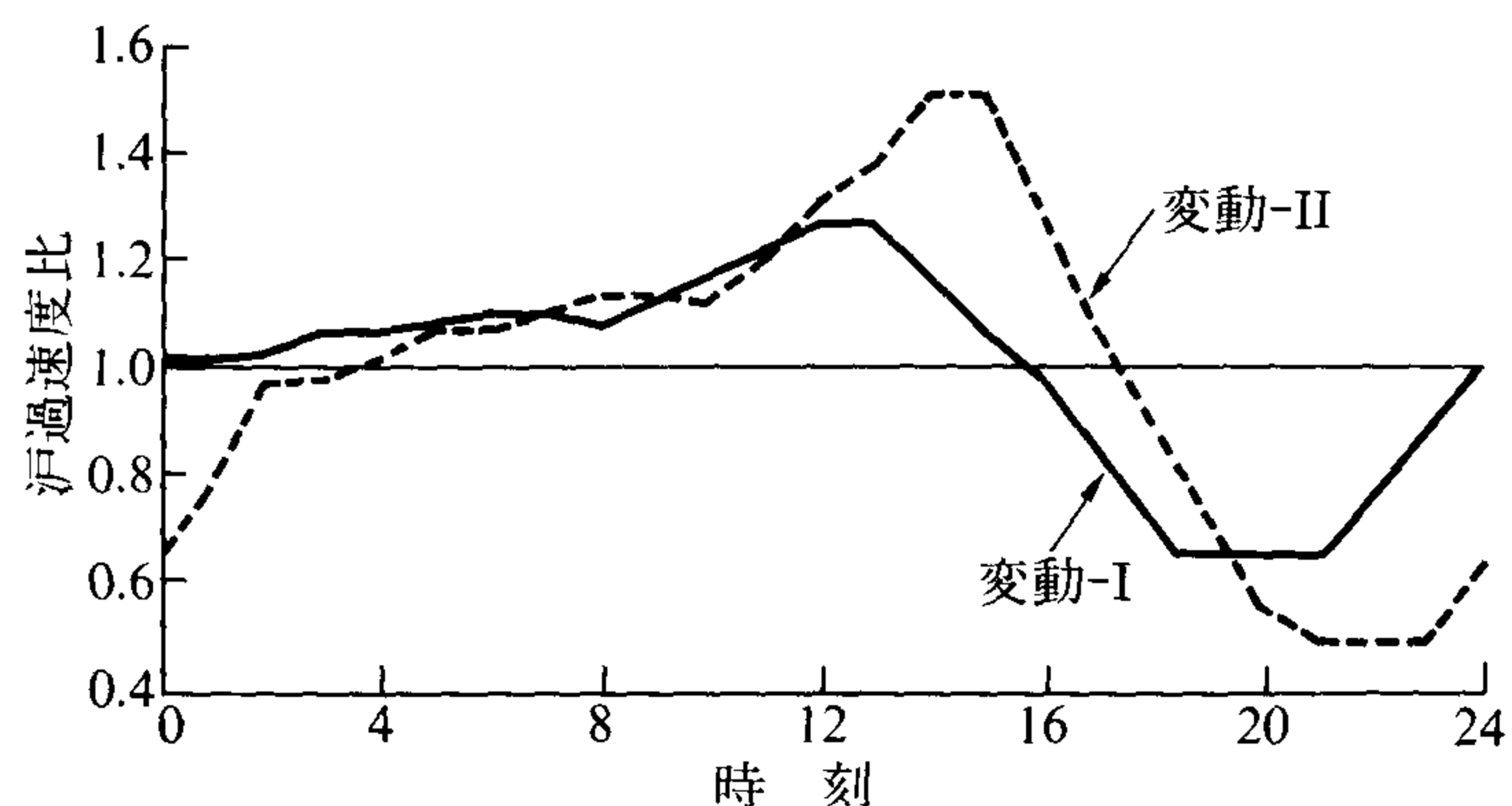
$$\text{濾過速度比} = \frac{\text{ある時刻の濾過速度}}{\text{1 日平均濾過速度}} \quad (1)$$

表—1 濾材の有効径、均等係数および比重

濾材	項目	有効径 (mm)	均等係数	比 重
アンスラサイト		1.75	1.27	1.45
珪砂	砂	0.60	1.43	2.65



図—4 濾層深度と濾材の有効径と均等係数



図—5 変動濾過の濾過速度比

3. 濾過池の損失水頭

3.1 濾過方式

急速濾過池は流入水量と流出水量とを平衡させ、濾層が現れるまで水位が低下したり、濾過池から流入水が溢れたりしないようにすることが大切である。これは、濾

表—2 支持砂利層の構成

層 No.	項目	粒径(mm)	層厚(mm)
1	層	2~5	70
2	層	5~10	70
3	層	10~20	70
4	層	20~30	70
5	層	30~60	120

層表面が水面上に暴露すると、偏流が起こるばかりでなく、濾層表面が乾燥して亀裂ができたり、流入水の水勢で濾層が乱されて、濁質のブレイクスルーが生じやすくなるためである³⁾。このため、急速濾過池には流量調整装置を設けている。

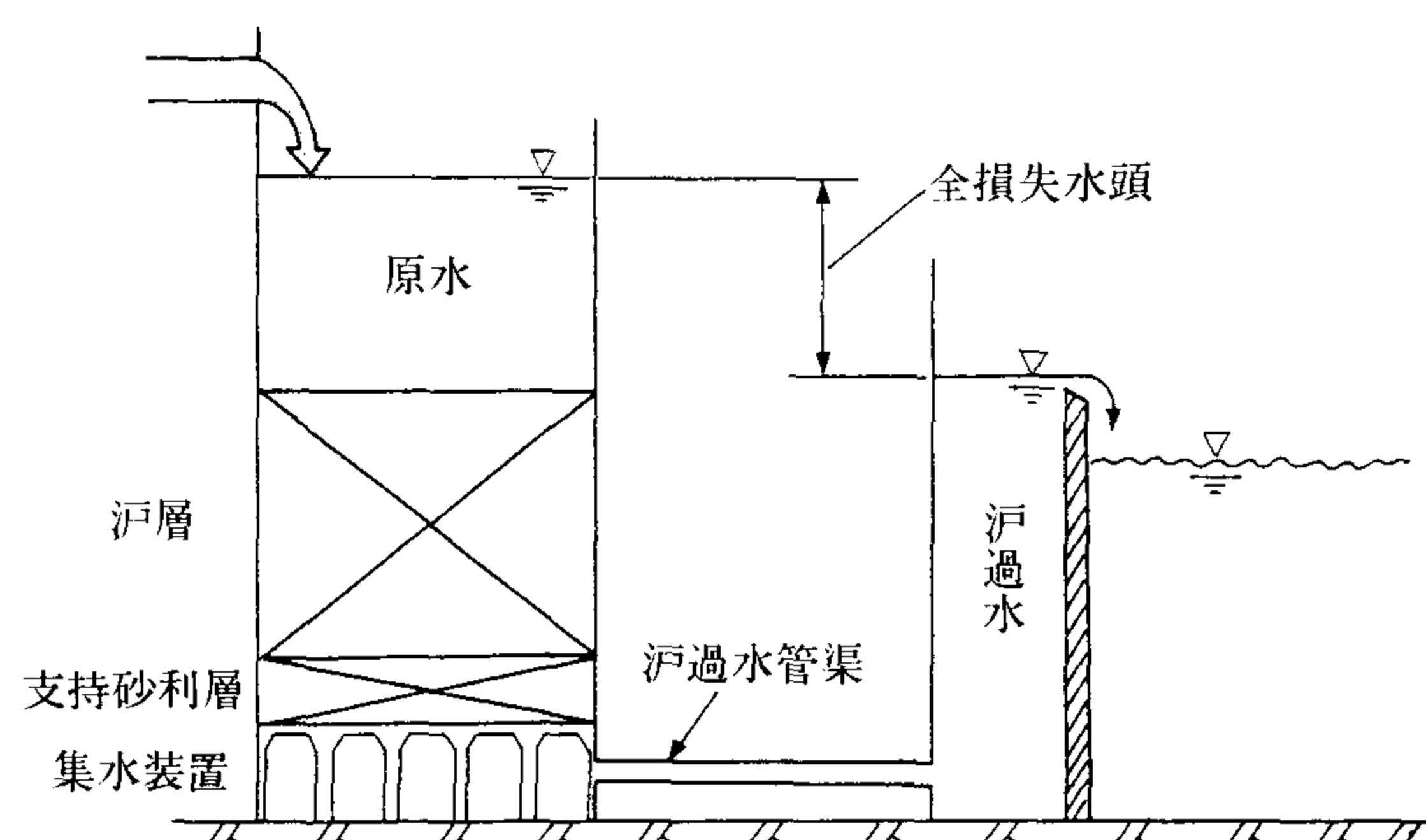
濾過流量の調節方法には次のようなものがある⁴⁾。

- 減衰濾過：流出側弁開度を最初設定した後は流量調節を行わず、自然に流出するだけ濾過するものであり、濾過速度は濾層の目詰まりとともに、しだいに減少する。
- 流量制御型濾過：濾過池流出側に流量計と調節弁を設けて、流出量を設定値に保つものであり、濾過速度は一定値となる。
- 水位制御型濾過：濾過池水位が一定になるように流出弁を調節するものであり、濾過速度は流入水量に比例して変動する。
- 自然平衡型濾過：流量調節弁は設けず、流出側出口を濾層表面より高くすることによって、流出量を設定値に保つもので、流入量と流出量とが自然に平衡する構造としたもの。

2次処理水を貯留する大きな流量調整池を設けている特殊な場合を除いて、濾過水量は時刻とともに変動するため、2次処理水の急速濾過は流入水量の変動に対応できるものでなければならない。

上記の濾過水量の制御方式のうち、流入水量の変動に濾過水量が追従できるのは、水位制御型濾過と自然平衡型濾過である。下向流式の自然平衡型濾過は水位制御型濾過と異なり、流量調整装置を必要としないことから、下水の三次処理には自然平衡型濾過を採用するのが良いとされている⁵⁾。また、自然平衡型濾過は、流出側越流部を濾層表面より高くしているため、濾層内での負水頭による気泡の発生がない。

このため、本研究では自然平衡型濾過池について考察する。



図—6 自然平衡型濾過池の概略図

3.2 濾過池の全損失水頭

自然平衡型濾過池の全損失水頭は、図—6をもとに、次のように考えることができる。すなわち、

$$H = h_B + h_G + h_C + h_P \quad (2)$$

H ：全損失水頭

h_B ：濾層の損失水頭

h_G ：支持砂利層の損失水頭

h_C ：下部集水装置の損失水頭

h_P ：濾過水管路、水路等の損失水頭

ここで、 h_G 、 h_C および h_P は急速濾過池の設計条件によって決まる値であり、濾過速度のみの関数で表すことができる。すなわち、(2)式を書き替えて、

$$H = h_B + H_P \quad (3)$$

ここで、

$$H_P = h_G + h_C + h_P \quad (4)$$

H_P ：濾過水管渠等の損失水頭

とすることができる。

実験装置にマノメータを取り付け、濾過速度と濾過水管渠等の損失水頭との関係を測定し、

$$H_P = 2.45 \times 10^{-5} V^{1.78} \quad (5)$$

H_P ：濾過水管渠等の損失水頭 (m)

V ：濾過速度 (m/日)

の関係が得られた。

一方、濾過水量の増大とともに全損失水頭が大きくなるのは、濾過で除去した浮遊物により、濾層が目詰まりし、通水抵抗が大きくなり、濾層の損失水頭が増大するためである。したがって、濾過池の全損失水頭を求めるには、濾層の目詰まりにともなう濾層の損失水頭を知る必要がある。

3.3 濾層の損失水頭

浮遊物の補足にともなう濾層の損失水頭は、Ives (1960) を始めとして、複数の研究者によって提案されている。これらの式はいずれも Kozeny-Carman の式を

基礎として誘導されたものである²⁾。これらを総括すると、浮遊物の捕捉にともなう濾層の損失水頭は、次式のような形をとるとされる⁶⁾。

$$\frac{dh}{dz} = h_0 \left[\frac{1}{(1 - k\sigma)^n} + F(\sigma) \right] \quad (6)$$

h : 損失水頭

z : 深さ

h_0 : 濾層の初期損失水頭

k, n : 定数

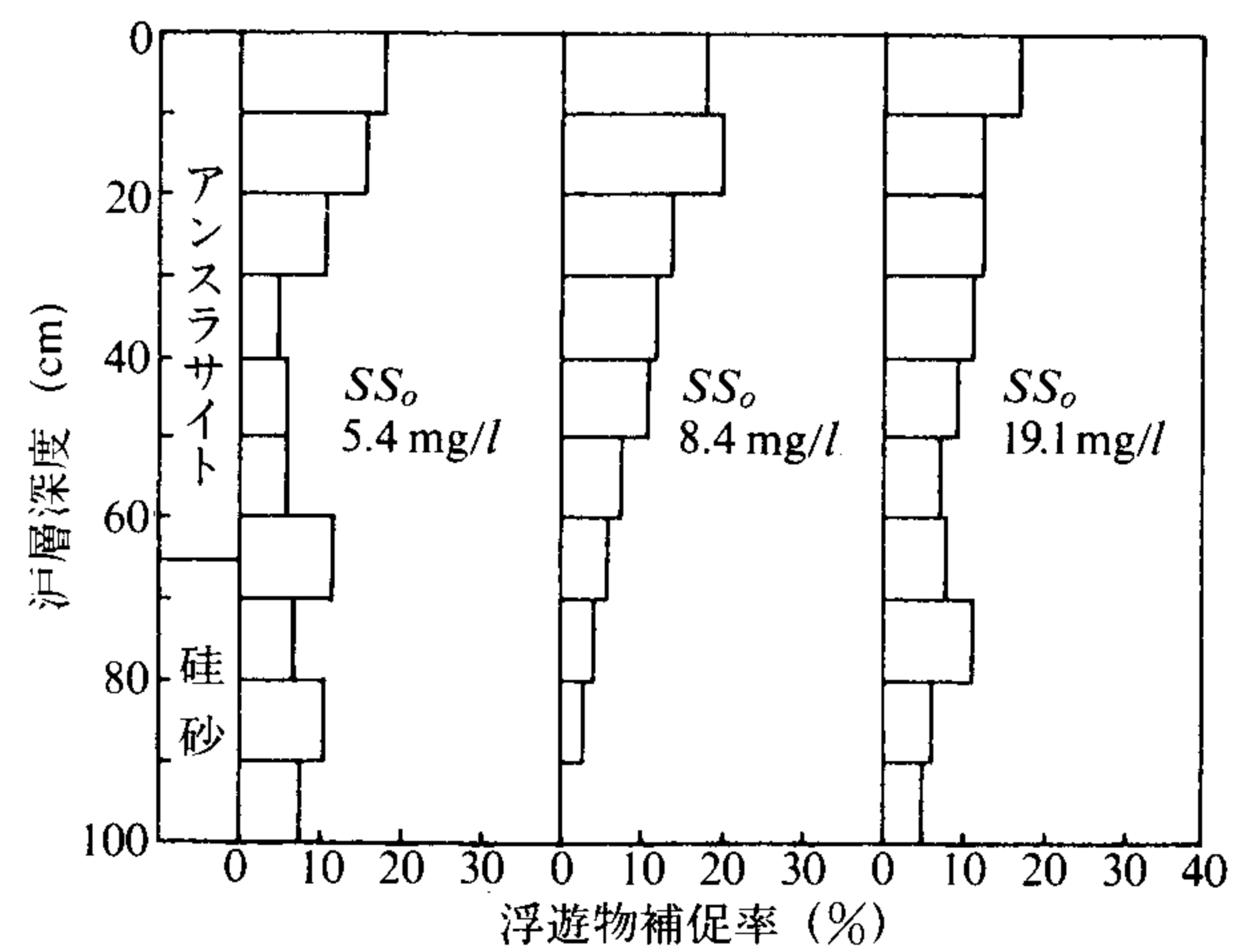
σ : 浮遊物の蓄積量 (体積比)

これらの式は薄い厚さの濾層についての損失水頭であり、濾層の損失水頭は、次式のように濾層厚 0 から L まで積分しなければならない。すなわち、

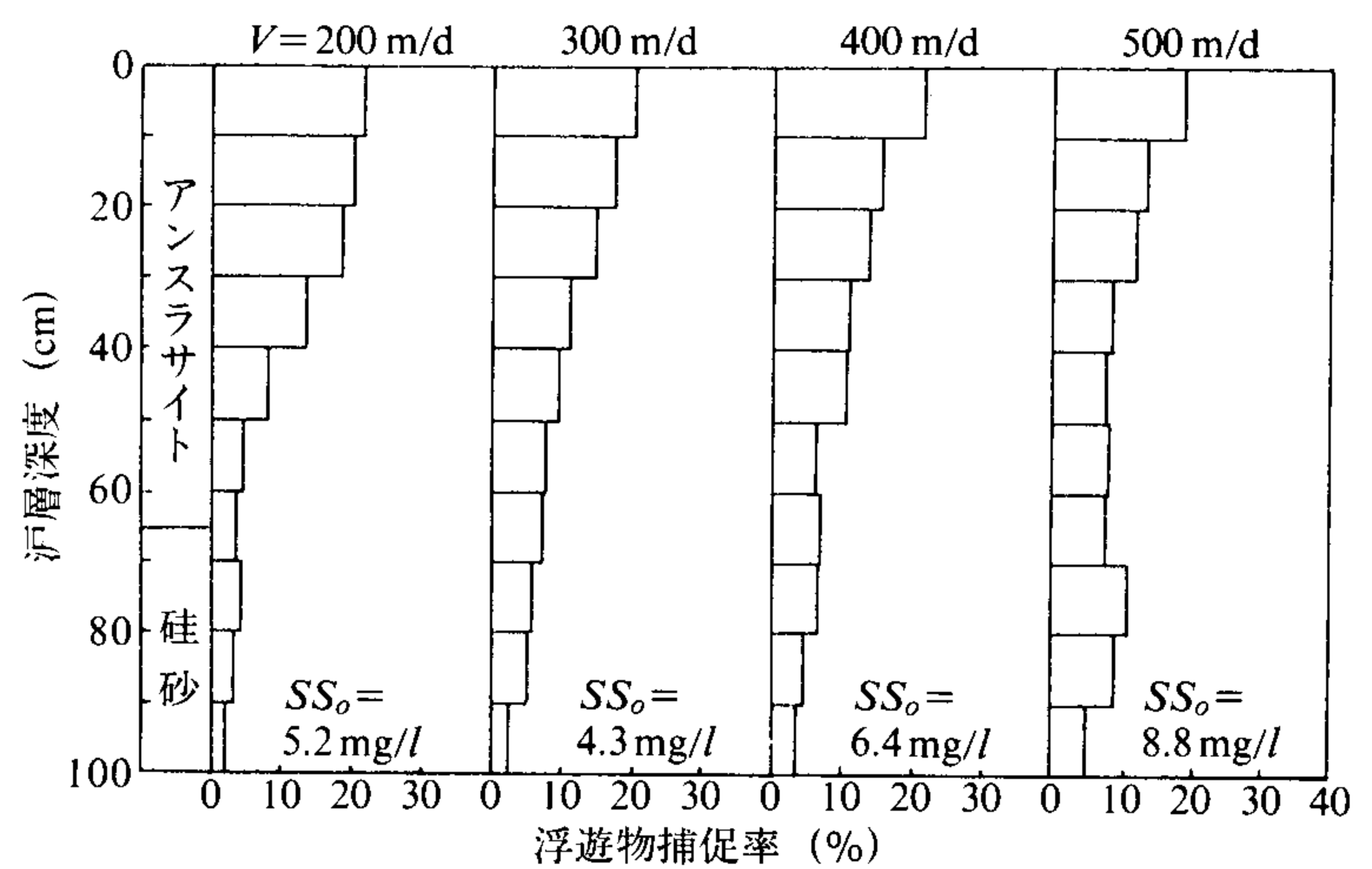
$$h_B = \int_{z=0}^{z=L} dh = \int_0^L f(\sigma) dz \quad (7)$$

ここで、 σ は図—7 に示すように濾層深度、濾過速度および濾過原水 SS の影響を大きく受ける。図—7 は濾材採取器を濾過開始前に濾層に挿入し、濾過終了直前に引き出し、層厚 10 cm ごとの濾材に付着した濁質量から求めたものである。このため、浮遊物の捕捉にともなう濾層の損失水頭の増加は、一般的な関数形で表すことが難しい。

そこで、本研究では、前述の急速濾過実験装置での原水と濾過水の濁度、濾過速度、濾過水量および損失水頭の測定結果をもとに、濾過水量の増加にともなう濾層の損失水頭を求めることとした、すなわち、図—8 および

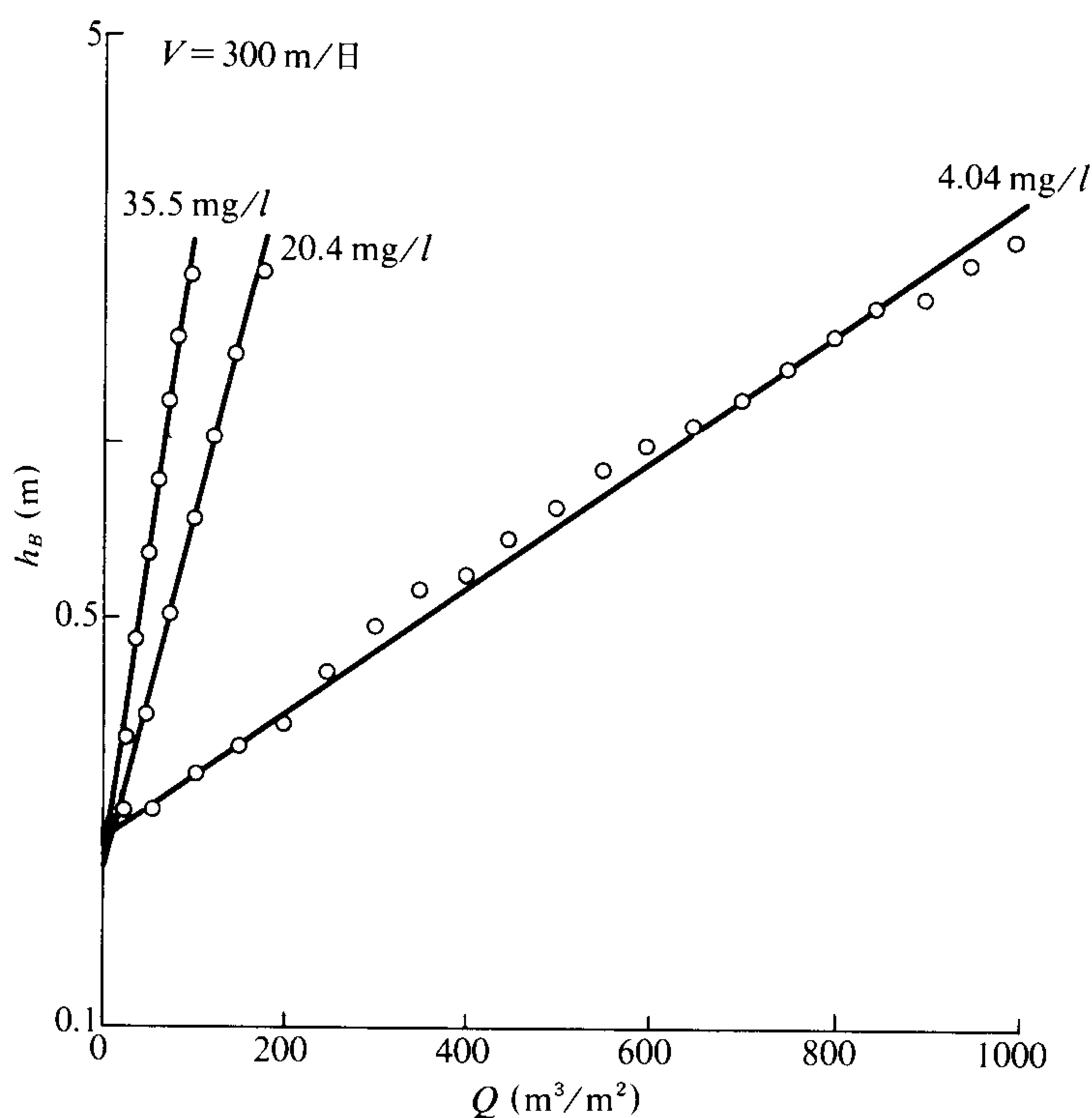


(a) 濾過速度 300 m/日の場合

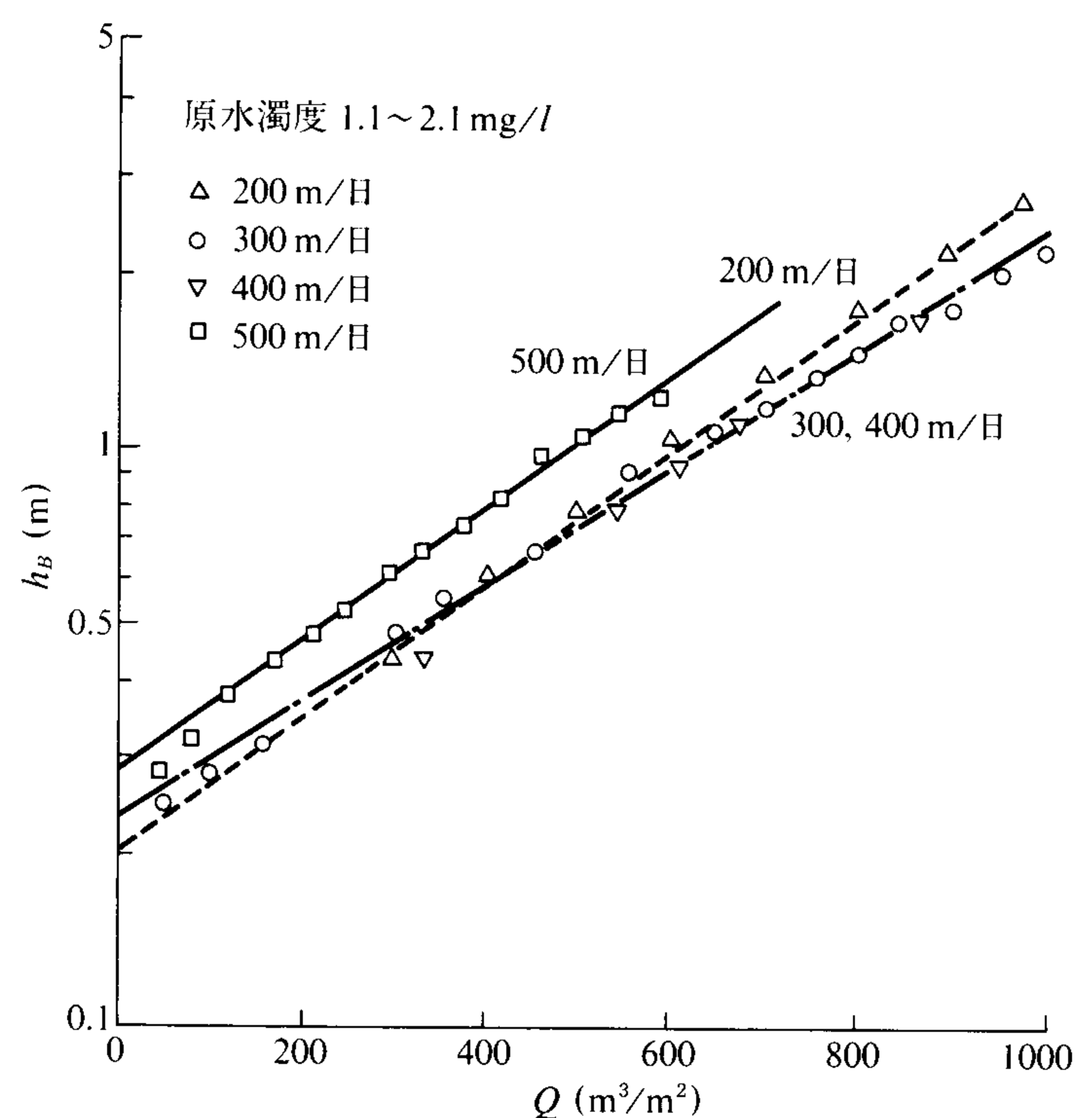


(b) 水源 SS がほぼ一定の場合

図—7 濾層の浮遊物捕捉率 (定量濾過)



図—8 濾過水量と濾層の損失水頭
(定量濾過, 図中の数字は水源 SS)



図—9 濾過水量と濾層の損失水頭 (定量濾過)

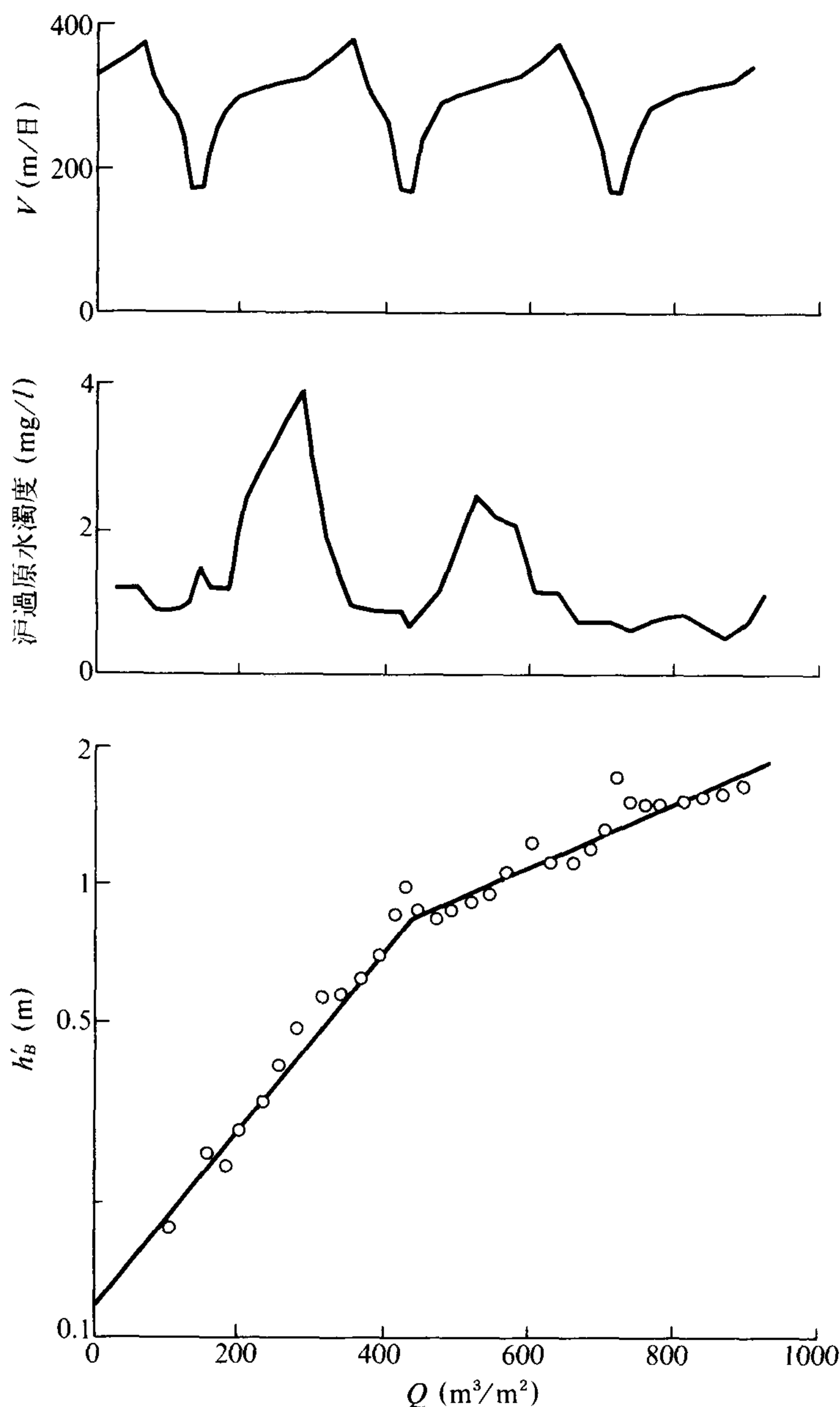
図—9は、定量濾過について、濾過池の単位面積当りの濾過水量と濾層の損失水頭との関係を示したものである。これは、濾過池の単位面積当りの濾過水量の増加とともに、濾層の損失水頭が指数関数的に大きくなることを示している。また、濾過原水SSが高くなると、図—8に示すように、濾層の損失水頭の傾きが急激に大きくなり、濾過速度の増大に伴って、直線の傾きが若干大きくなる傾向が認められる。

一方、変動濾過の場合、濾層の損失水頭は濾過速度とともに変動するために、次式で平均濾過速度に換算し、検討を加えた。

$$h_B = h'_B \times \frac{V_{ave}}{V} \quad (8)$$

h_B ：平均濾過速度に換算した濾層の損失水頭

h'_B ：濾過速度 V (m/日) における損失水頭



図—10 変動濾過の濾過水量と濾層の損失水頭
(変動—I, $V_{ave}=300$ m/日)

V_{ave} ：日平均濾過速度 (m/日)

図—10は、変動濾過の場合の濾過水量と(8)式で計算した濾層の損失水頭との関係を示したものである。この図で、濾過水量 $450 \text{ m}^3/\text{m}^2$ 付近以上で、傾きが小さくなっているのは、濾過原水濁度が低下したためである。濾過水量の増加にともなう濾層の損失水頭と、濾過池の単位面積当りの濾過水量との関係は、変動濾過の場合でも、片対数グラフで直線で表すことができる。

以上のことから、定量濾過および変動濾過の場合とも、濾過水量の増加にともなう濾層の損失水頭と濾過水量との関係は、片対数グラフで直線であらわせる。したがって、濾過水量と濾層の損失水頭との関係は次の式で表わせる。

$$\log h_B = \log h_0 + KQ \quad (9)$$

あるいは

$$h_B = h_0 \times 10^{K \cdot Q} \quad (10)$$

Q ：濾過水量 (m^3/m^2)

K ：定数 (1/m)

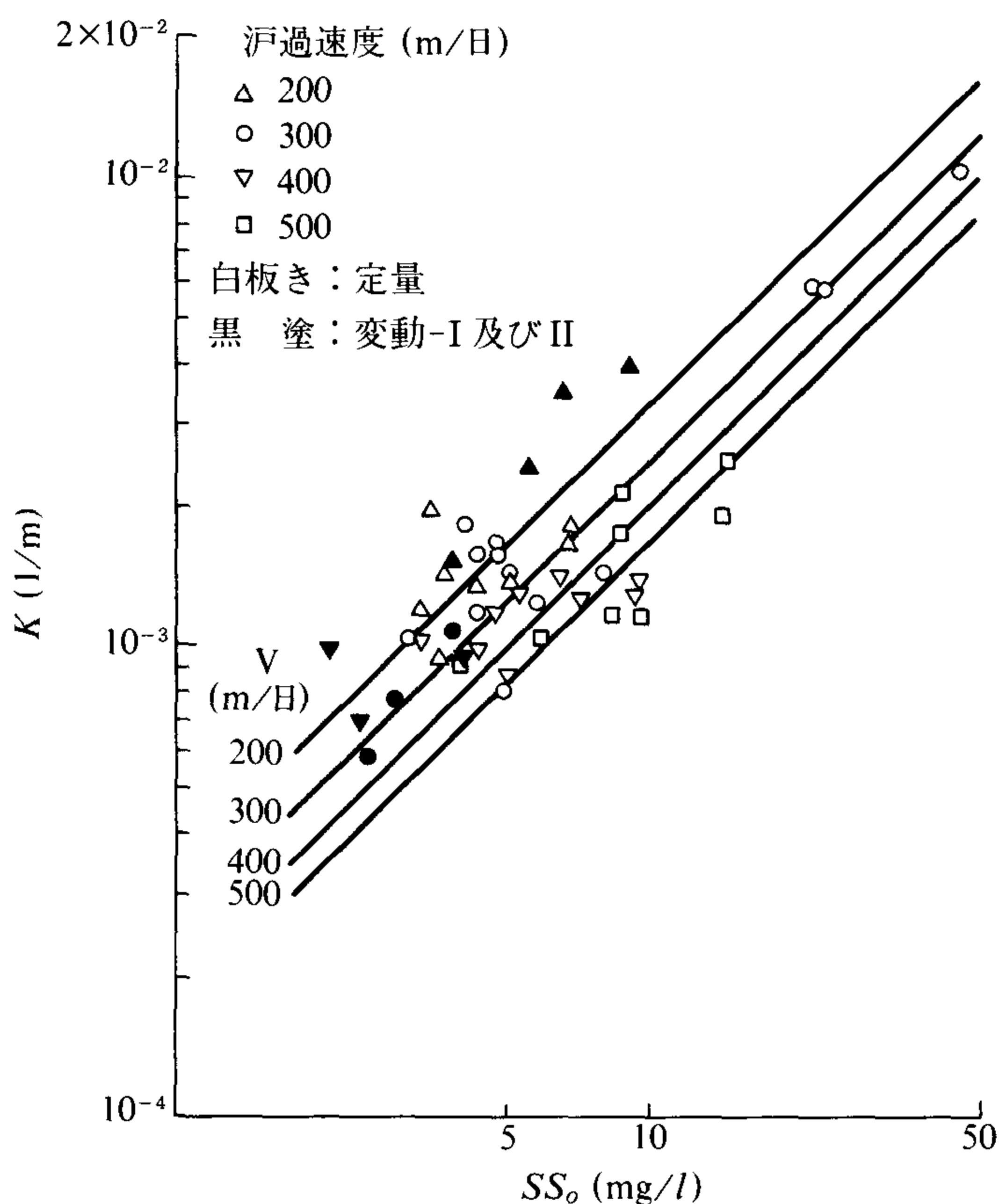
h_0 ：濾層の初期損失水頭 (m)

図—11は濾過原水SSと(9)式の K との関係を示したものであり、次の式で表わせる。

$$K = 1.8 \times 10^{-2} \times \frac{SS_0}{V^{0.75}} \quad (11)$$

SS_0 ：濾過原水SS (mg/l)

V ：濾過速度 (m/日)



図—11 水源SSと k との関係

4. カスケード流入

カスケード流入とは、図—6に示すように、濾過池の流入管が濾過池水位よりも上にあり、濾過池水位と縁が切れて流入するため、濾過池水位が流入水位の影響を受けない流入法である²⁾。この流入方式では、流入水量が濾過池間で均等に分配されるため、濾過池水位（全損失水頭）は、各濾過池の目詰まり状態、すなわち、濾層の損失水頭に対応した高さとなる⁵⁾。

カスケード流入の場合の全損失水頭は、(3)式と(10)式とから

$$H = h_B + H_P = h_0 \times 10^{K \cdot Q} + H_P \quad (12)$$

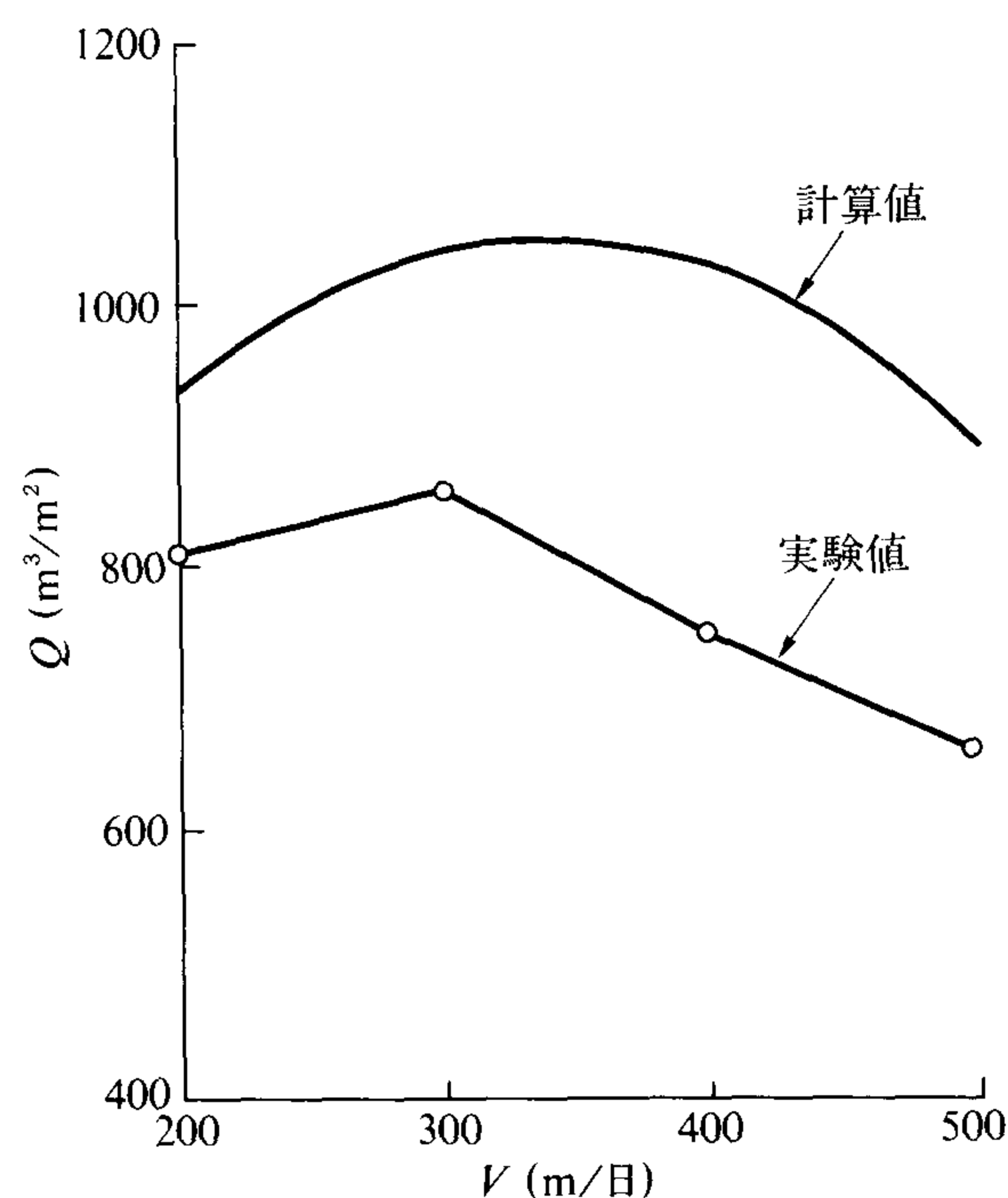
となる(12)式の H_P は、前述のように、濾過池の設計条件によって決まる値である。

したがって、全損失水頭が H に達するまでの濾過水量 Q は、次式となる。

$$Q = \frac{1}{K} \log \frac{H - H_P}{h_0} \quad (13)$$

Q : 全損失水頭が H (m)に達するまでの濾過水量(m^3/m^2)

ここで、(13)式で Q を求めるには、濾過水管渠等の損失水頭と濾層の初期損失水頭を知る必要がある。本実験装置の濾過水管渠等の損失水頭および初期損失水頭は、濾過池に設置したマンメータで測定した。ここで、初期損失水頭は、濾過開始30分後のマンメータの水頭差から求めた。濾過水管渠等の損失水頭は(5)式で、一方、濾層の初期損失水頭は(14)式で表わせる。



図—12 実験装置における濾過速度と濾過水量
(定量濾過, $H=3$ m, $SS_0=4.0\sim 4.3$ mg/l, 平均4.2 mg/l)

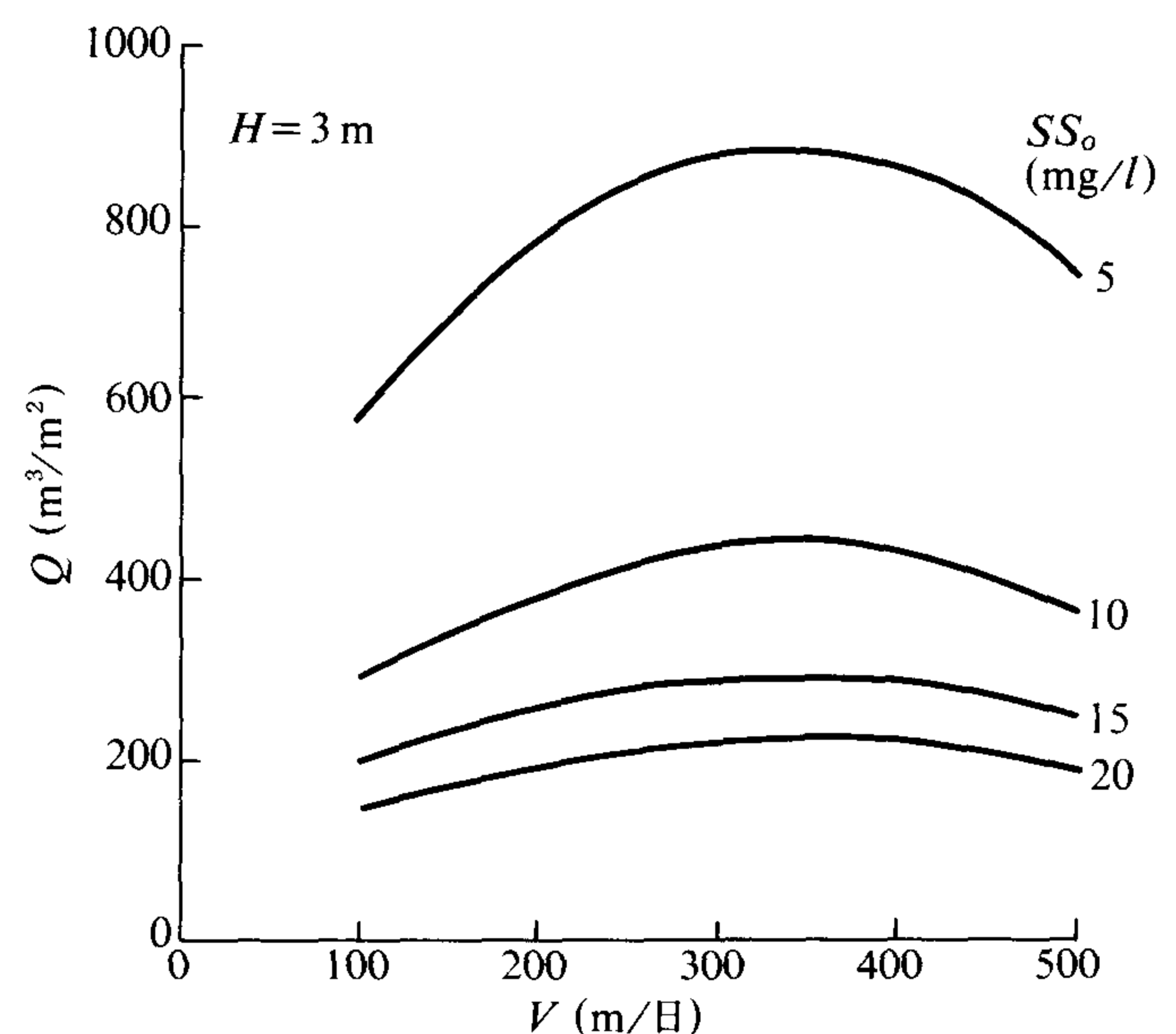
$$h_0 = 6.4 \times 10^{-4} V \quad (14)$$

h_0 : 濾層の初期損失水頭 (m)

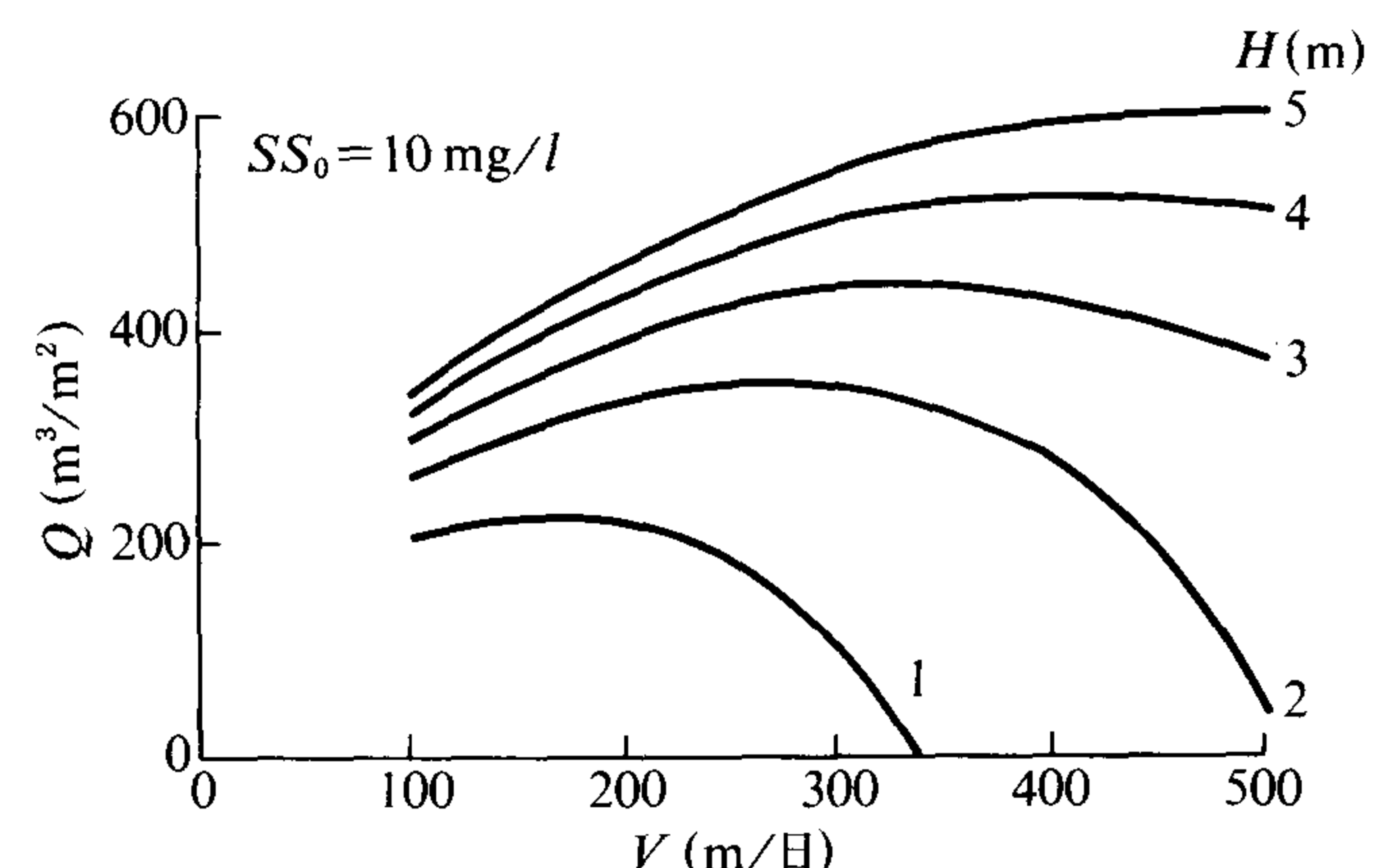
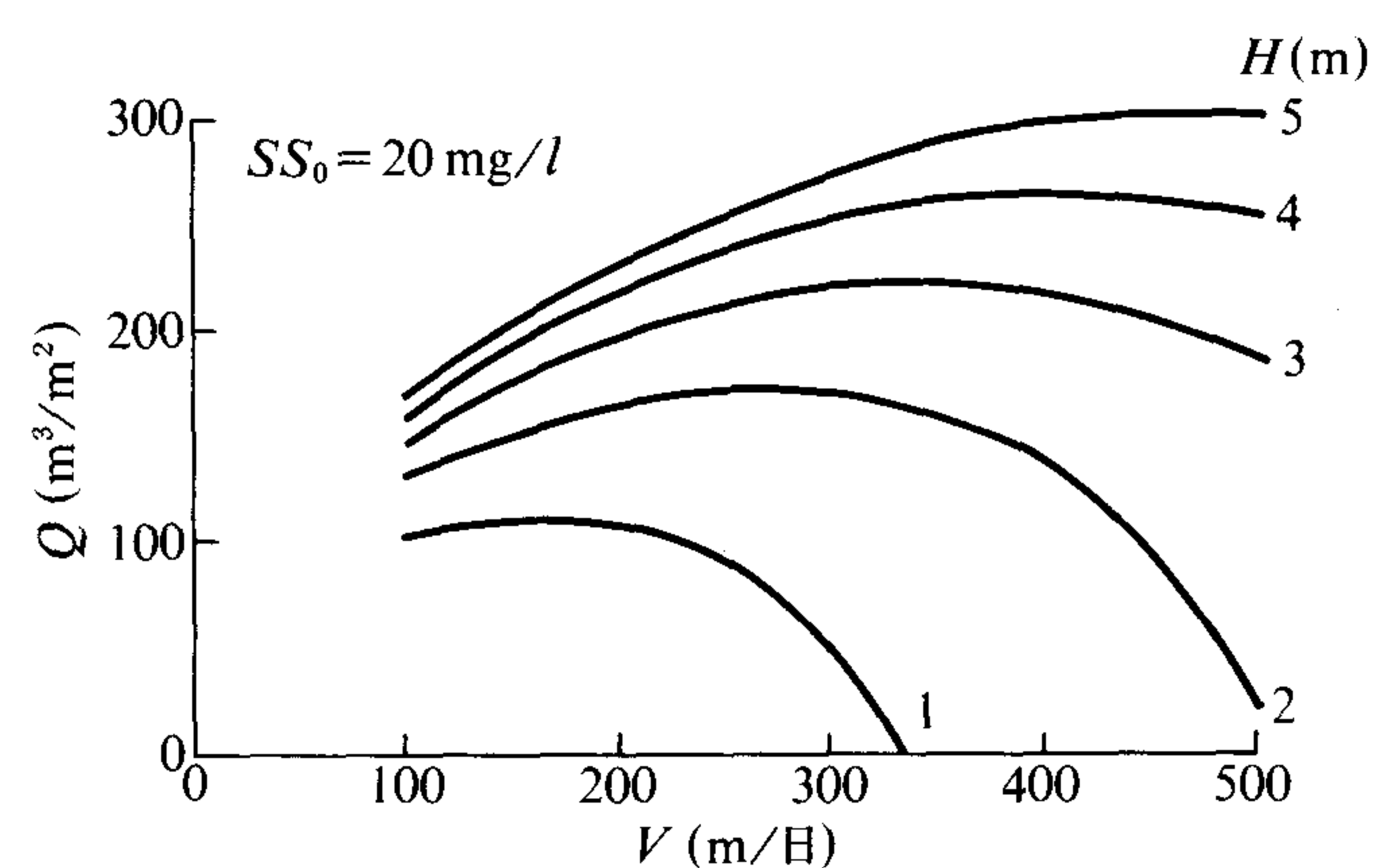
V : 濾過速度 (m/日)

4.1 濾過速度と濾過水量

図—12は、カスケード流入で定量濾過の場合、濾過速度と全損失水頭が3 mに達したときの濾過水量との関係を示したものである。ここで、図—12の濾過水量は数回の濾過実験の平均値を用いている。一方、本実験装置の濾過水渠等の損失水頭から(13)式を用いた計算値も図



図—13 全損失水頭3 mにおける累積濾過水量



図—14 全損失水頭を変えたときの濾過水量

—12に示した。実験値と計算値のいずれの場合とも、濾過速度 300 m/日付近で濾過水量が最大値を示しているのが見られる。この濾過水量の最大値（以下、最大濾過水量という）は、図—13に示すように、濾過原水 SS にかかわらず、同じ濾過速度で発生している。一方、図—14は全損失水頭を 1～5 m と変化させたときの濾過速度と濾過水量との関係である。全損失水頭とともに、最大濾過水量と、それを与える濾過速度（以下、最適濾過速度という）が増加しているのが見られる。しかし、濾過原水 SS が変化しても、最適濾過速度は同じである。そこで、累積濾過水量の最大値の発生原因について考察する。

4.2 有効損失水頭

濾層の目詰まりによる損失水頭の増大に利用可能な有効損失水頭 H_E は

$$H_E = H - (H_P + h_0) \quad (15)$$

となる。図—15は本実験装置の濾過速度と濾層の初期損失水頭、濾過水管渠等の損失水頭および有効損失水頭との関係を示したものである。この図で、濾層の初期損失水頭と濾過水管渠等の損失水頭は、濾過速度とともに急激に大きくなり、濾過速度 500 m/日では、2 m 程度となる。このため、濾過池の有効損失水頭は濾過速度とともに漸減している。一方、図—11に示すように、濾過速度が大きくなれば、 K が小さくなる。つまり、損失水頭の増加率が低下する。したがって、濾過速度の増加とともに、損失水頭の増加率は低下するが、有効損失水頭が減少するため、全損失水頭ごとに、濾過水量を最大にする濾過速度が存在することになる。

ここで、配管等の損失水頭は、濾過池の設計条件によって決まる数値である。すなわち、配管等の損失水頭は(2)式に示すように、支持砂利層、下部集水装置および濾過水管路、水路等の損失水頭の合計である。

三次処理の急速濾過に一般的に用いられるこれら各部の損失水頭を求める。

1) 支持砂利層

支持砂利層のような粒状濾層を水が流れるときの損失水頭は、Leva 式および Fair-Hatch 式を用いて計算できる。すなわち、

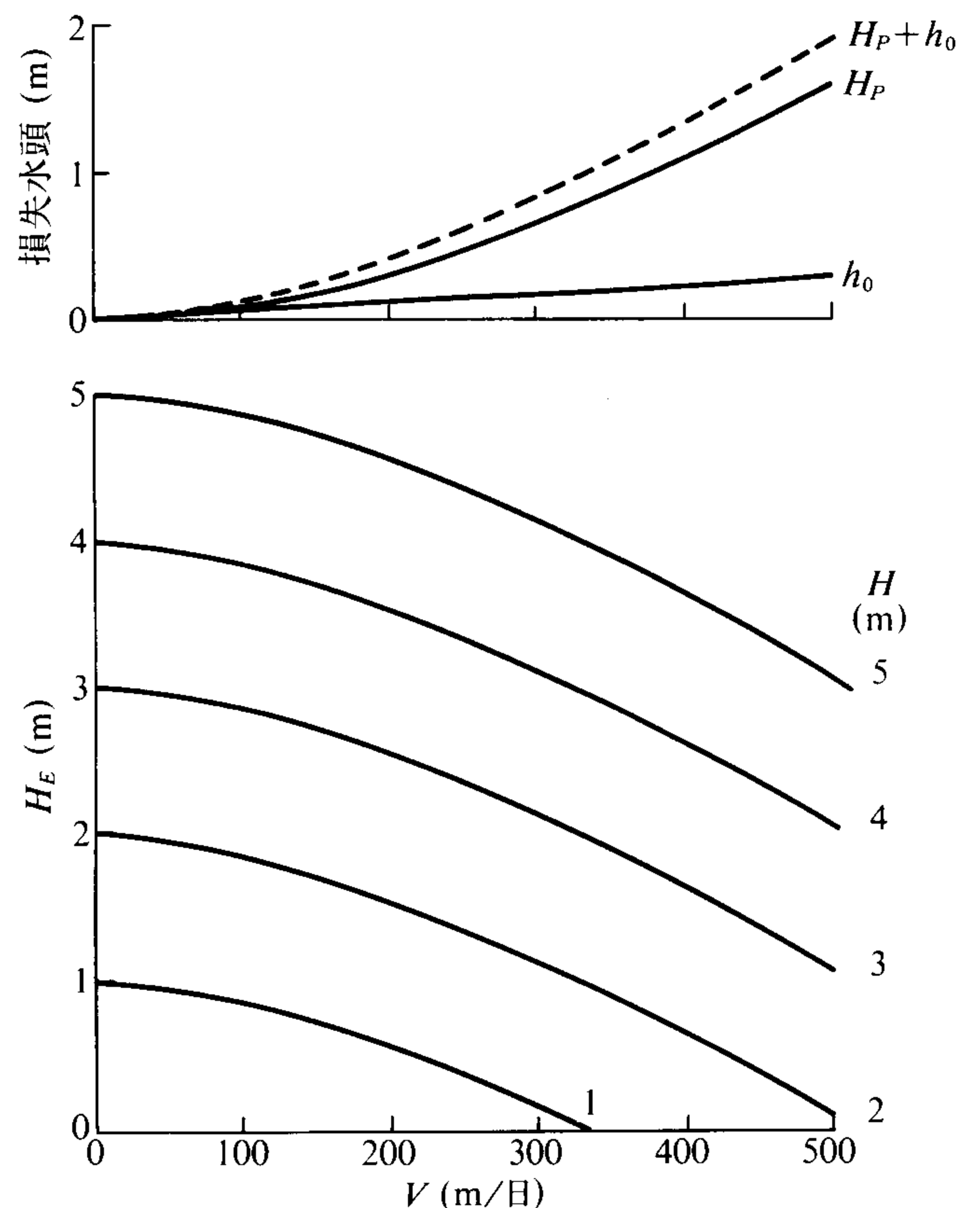
Leva 式

$$h_G = \frac{200\mu VL}{\rho g \phi^2 D^2} \cdot \frac{(1-\epsilon)^2}{\epsilon^3} \quad (16)$$

適用範囲

$$R_e = \frac{\rho DV}{\mu} < 10$$

Hair-Hatch 式



図—15 濾過速度と有効損失水頭

$$h_G = 0.178 \frac{C_D}{g} \cdot \frac{V^2}{\epsilon_0^4} \cdot \frac{\alpha}{\beta} \cdot \frac{L}{D} \quad (17)$$

ここで、

$R_e \geq 1$ の場合、

$$C_D = \frac{24}{R_e} + \frac{3}{\sqrt{R_e}} + 0.34$$

$R_e < 1$ の場合、

$$C_D = \frac{24}{R_e}$$

μ : 粘性係数

ρ : 密度

g : 重力加速度

D : 砂粒径

ϕ : 砂の形状係数

ϵ_0 : 空隙率

通常の濾過池では、

$$\phi = 0.70 \sim 0.85$$

$$\alpha/\beta = 5.5 \sim 5.7$$

$$\epsilon_0 = 0.40 \sim 0.50$$

であるとされている³⁾。

本研究で取り扱う濾過速度は 100 m/日以上であるので、支持砂利層の 1 層目と 5 層目（平均粒径 $D=0.35$ cm および 4.5 cm）の R_e 数は 4 および 52 以上となる。このため、Hair-Hatch の式の適用範囲となる。

ここで,

$$\varepsilon_0 = 0.45, \quad \alpha/\beta = 5.6$$

として損失水頭を計算し、濾過速度との関係を図—16に示した。

2) 下部集水装置

本実験では、下部集水装置として有孔ブロックを用いている。有孔ブロックの損失水頭は

$$h_c = \frac{v^2}{2gC^2\beta^2} \quad (21)$$

C : 流量係数

β : 開口比

v : 濾過速度 (m/sec)

で表せる。有孔ブロックの場合、流量係数は0.75とされており、開口比は前述のように0.65%である。濾過速度と実験装置の有孔ブロックの損失水頭の計算値との関係を図—16に示す。

下部集水装置は、この外に、ストレーナ、多孔管およびホイラーブロック等がある。これらの流量係数および開口比の代表的数値を表—3に示す。図—17にこれら集水装置の損失水頭を示す。下部集水装置の形式によって、この部分の損失水頭が大きく異なることがわかる。

3) 濾過水管路、水路等

濾過水管路、水路等の損失水頭は、濾過池の設計条件によってさまざまである。

以上の検討結果から、支持砂利層の損失水頭は全損失水頭に比べてほとんど無視できる程度の大きさであるが、下部集水装置および濾過水管路、水路の損失水頭は全損失水頭に比べて無視できないほど大きく、また、設計条件によって大きく異なる。

したがって、有効損失水頭は、下部集水装置および濾過水管路、水路の損失水頭（濾過水管渠等の損失水頭）に左右され、つまり、これらの設計条件の影響を受けることになる。

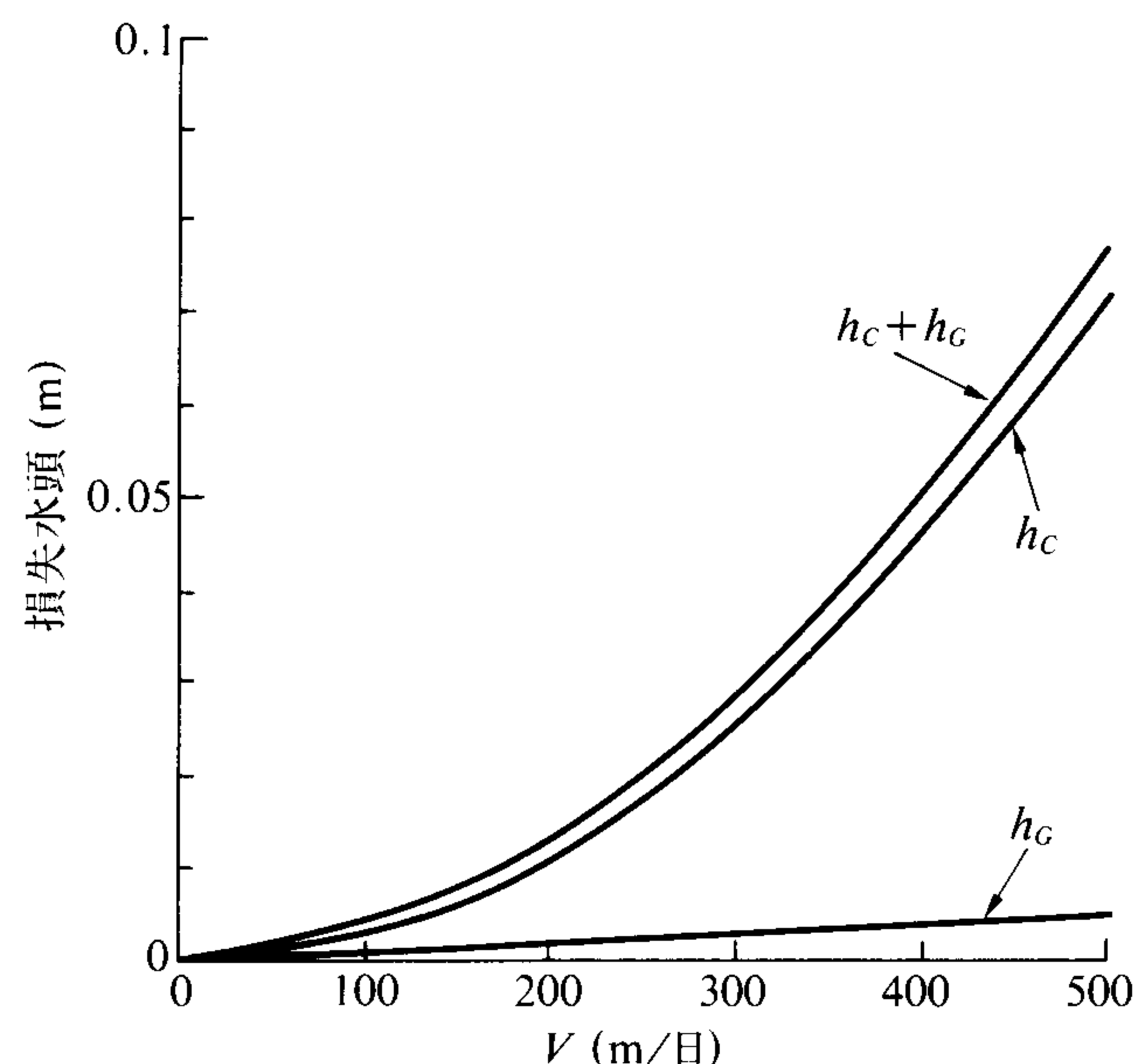
4.3 濾過水渠等の損失水頭と最適濾過速度

濾過水渠等の損失水頭および全損失水頭が最大濾過水量 (Q_{\max}) や、それを与える濾過速度（最適濾過速度）に及ぼす影響について検討を加える。濾過水渠等の損失水頭は、それを与える基準が無い場合、本研究では、(5)式に示した実験装置の濾過水渠等の損失水頭をもとにして、濾過水渠等の損失水頭を数段階に変化させて考察する。すなわち、

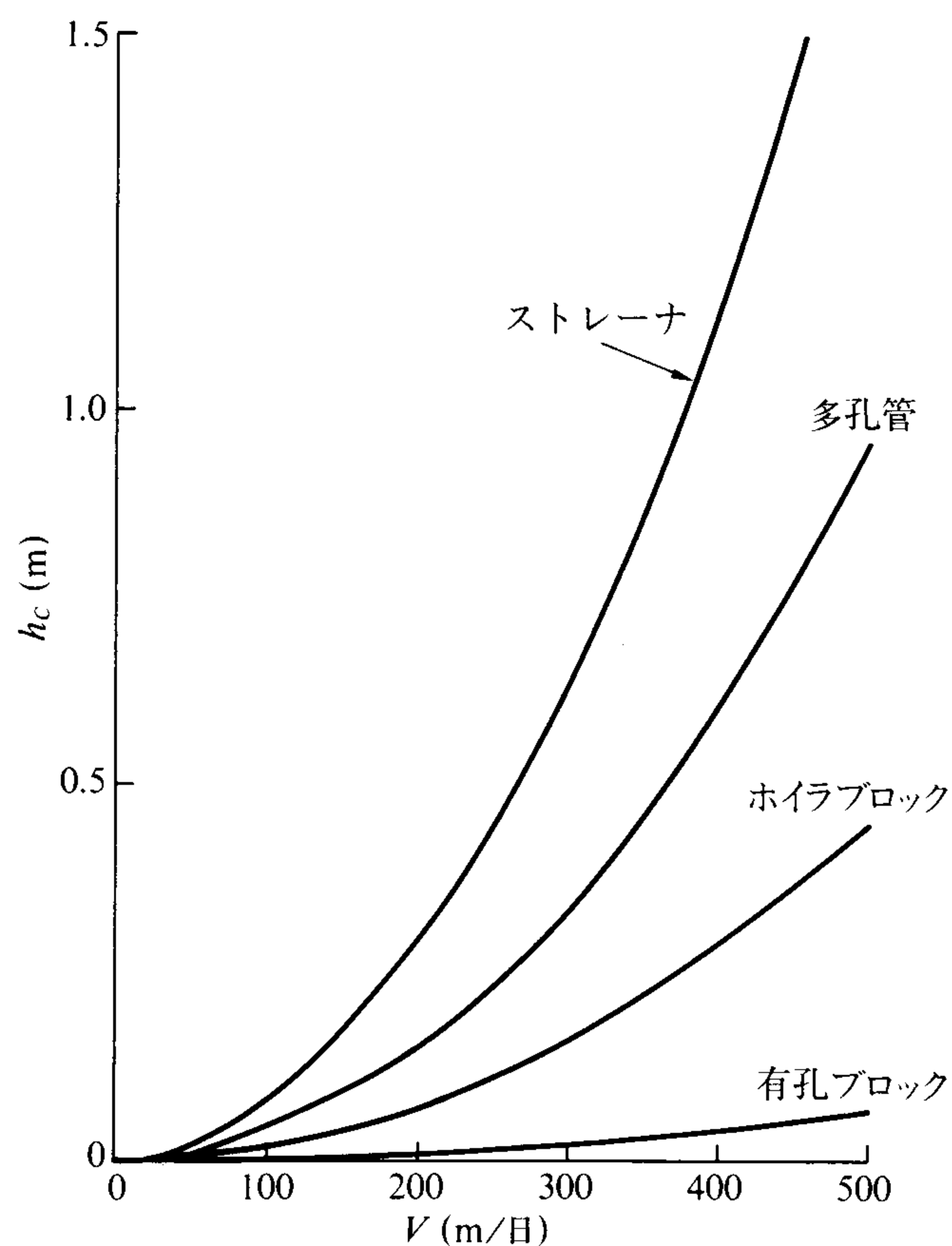
$$H_p = 2.54 \times 10^{-5} V^{1.78} \times k \quad (22)$$

k : 濾過水渠等の損失水頭の倍数

図—18は濾過原水 SS が 10 mg/l で、全損失水頭を 3



図—16 実験装置の支持砂利層と有孔ブロックの損失水頭



図—17 各種下部集水装置の損失水頭

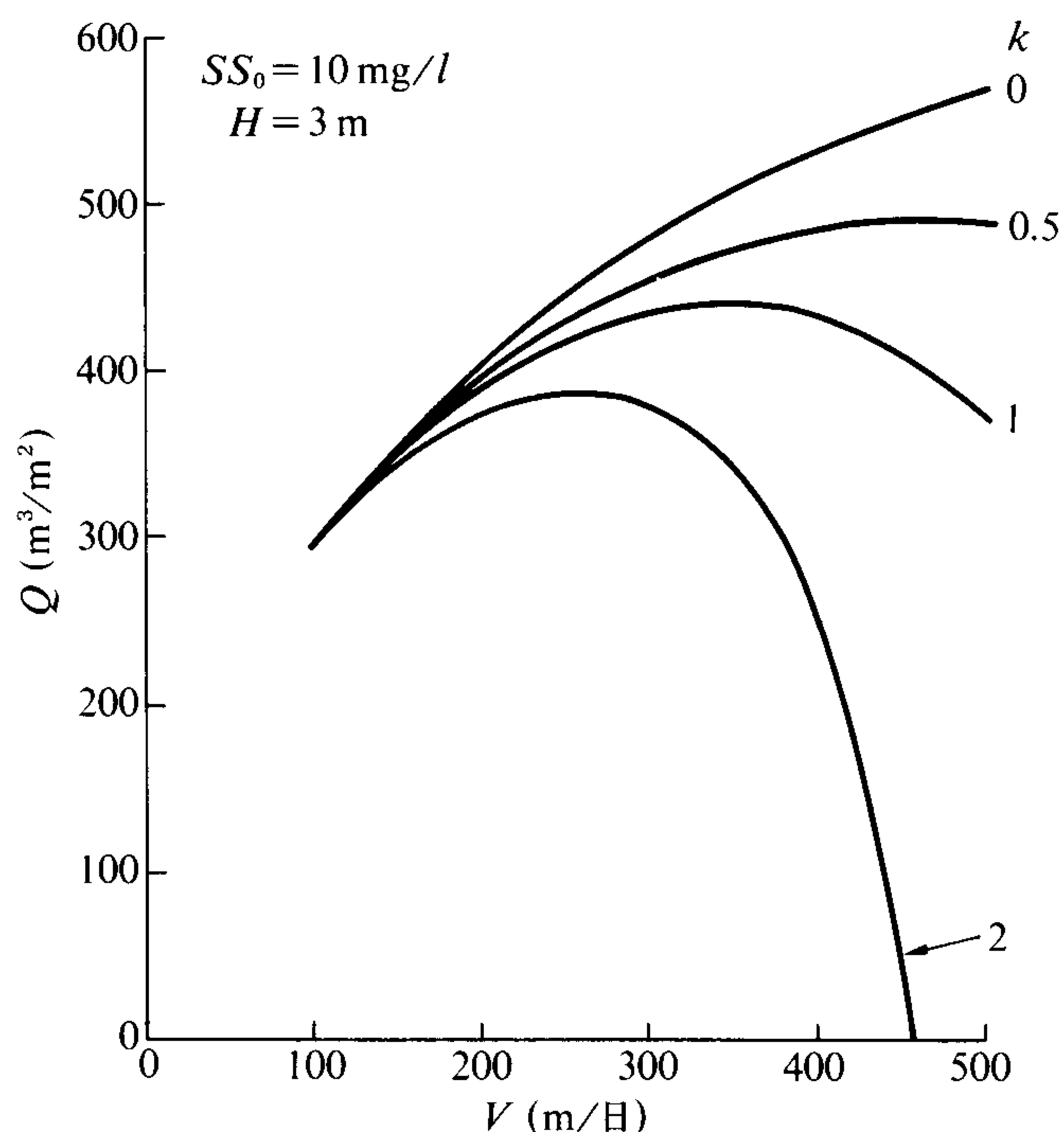
表—3 各種集水装置の流量係数と開口比²⁾

集 水 装 置	流量係数 C	開口比 (%)
ス ト レ ー ナ ー	0.65	0.15
多 孔 管	0.67	0.2
ホ イ ラ ブ ロ ッ ク	0.65	0.3
有 孔 ブ ロ ッ ク	0.75	0.7
垂直スリットストレーナ	0.70	1.0

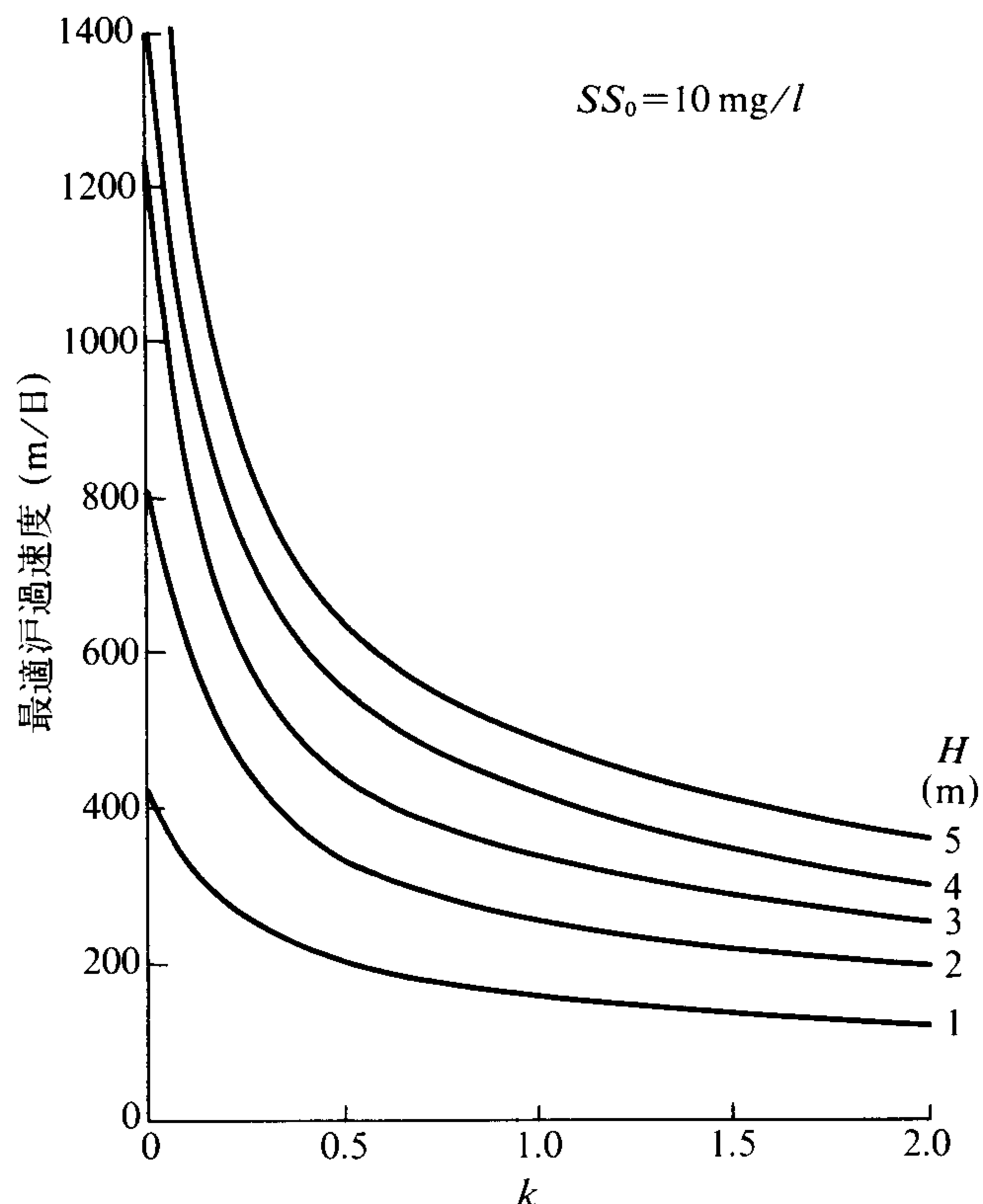
mとし、濾過水渠等の損失水頭を変化させた場合の濾過水量を示したものである。この図から、濾過水渠等の損失水頭が大きくなるにしたがって、濾過水量が減少し、さらに、最適濾過速度も小さくなることがわかる。特に、濾過水渠等の損失水頭を実験装置の2倍にすると、濾過速度450 m/日付近で濾過水量が0となる。つまり、この条件では、有効損失水頭が0となり、濾過が全くできないことを示している。

次に、図一19は濾過水渠等の損失水頭と最適濾過速度との関係を示したものである。また、図一20は濾過原水SSが10 mg/lの場合の濾過水渠等の損失水頭と最大濾過水量との関係を示したものである。図一19から、濾過水渠等の損失水頭が小さくなるにしたがって、最適濾過速度は急激に増大することがわかる。一方、図一20に見られるように、最大濾過水量はそれほど大きくならないため、濾過水渠等の損失水頭を小さくすると、洗浄間隔を短くする必要がある。

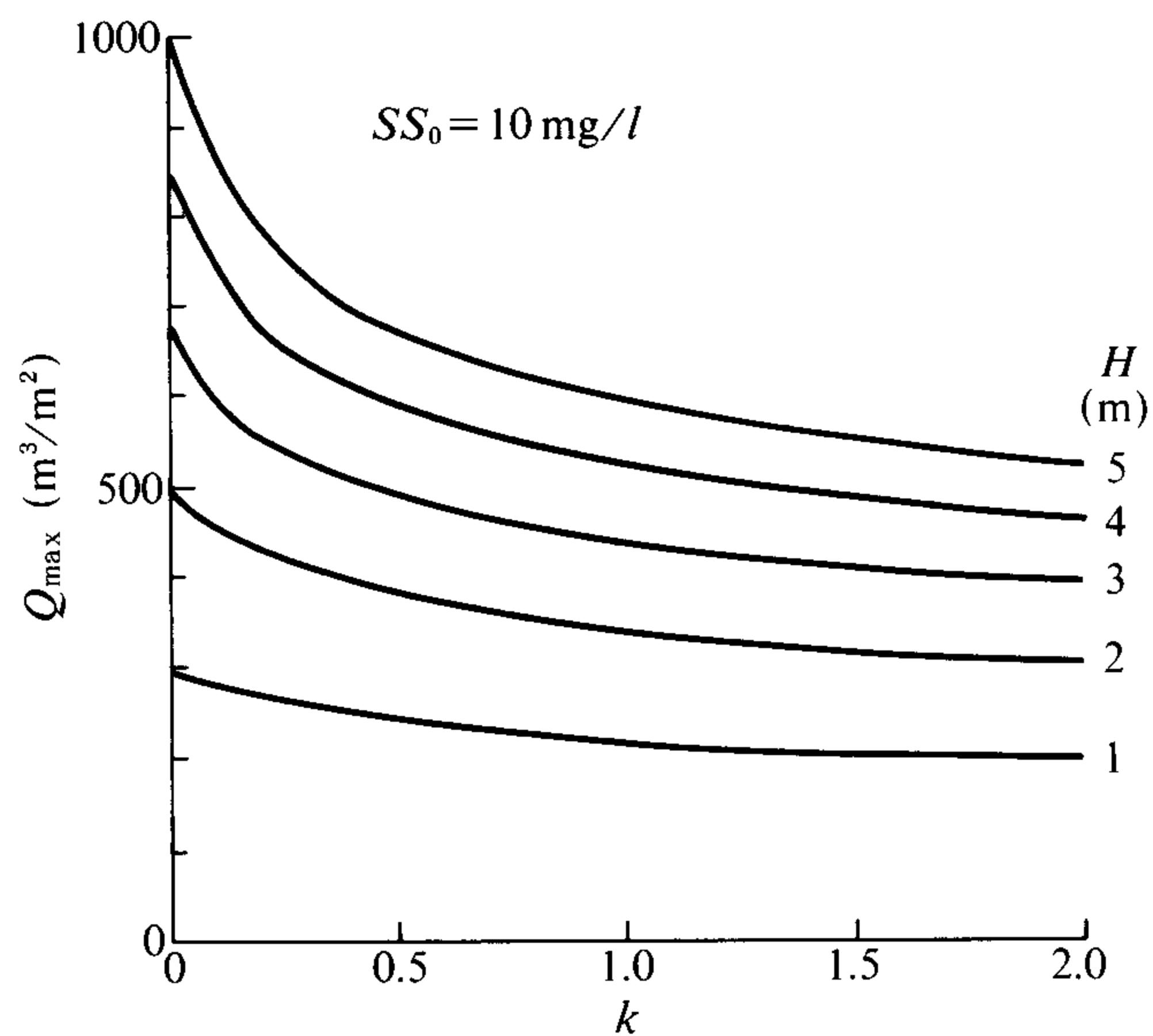
急速濾過池を設置する場所等の都合で、全損失水頭を大きく取れない場合には、濾過水渠等の損失水頭を小さくすることにより、最適濾過速度を同じにすることができる。例えば、図一19で、全損失水頭3 mで最適濾過速度400 m/日とするところを、都合により全損失水頭を2 mとしなければならない場合、濾過水渠等の損失水頭を濾過速度400 m/日 ($k=0.64$) のそれから約半分 ($k=0.33$) に減少させることにより、最適濾過速度を400 m/日とすることができる。しかし、この場合、原水SSを10 mg/lと仮定すると、図一20から、最大濾過水量は470 m³/m²から400 m³/m²に減少する。したがっ



図一18 濾過速度と濾過水量



図一19 k と最大濾過水量を与える濾過速度



図一20 k と最大濾過水量

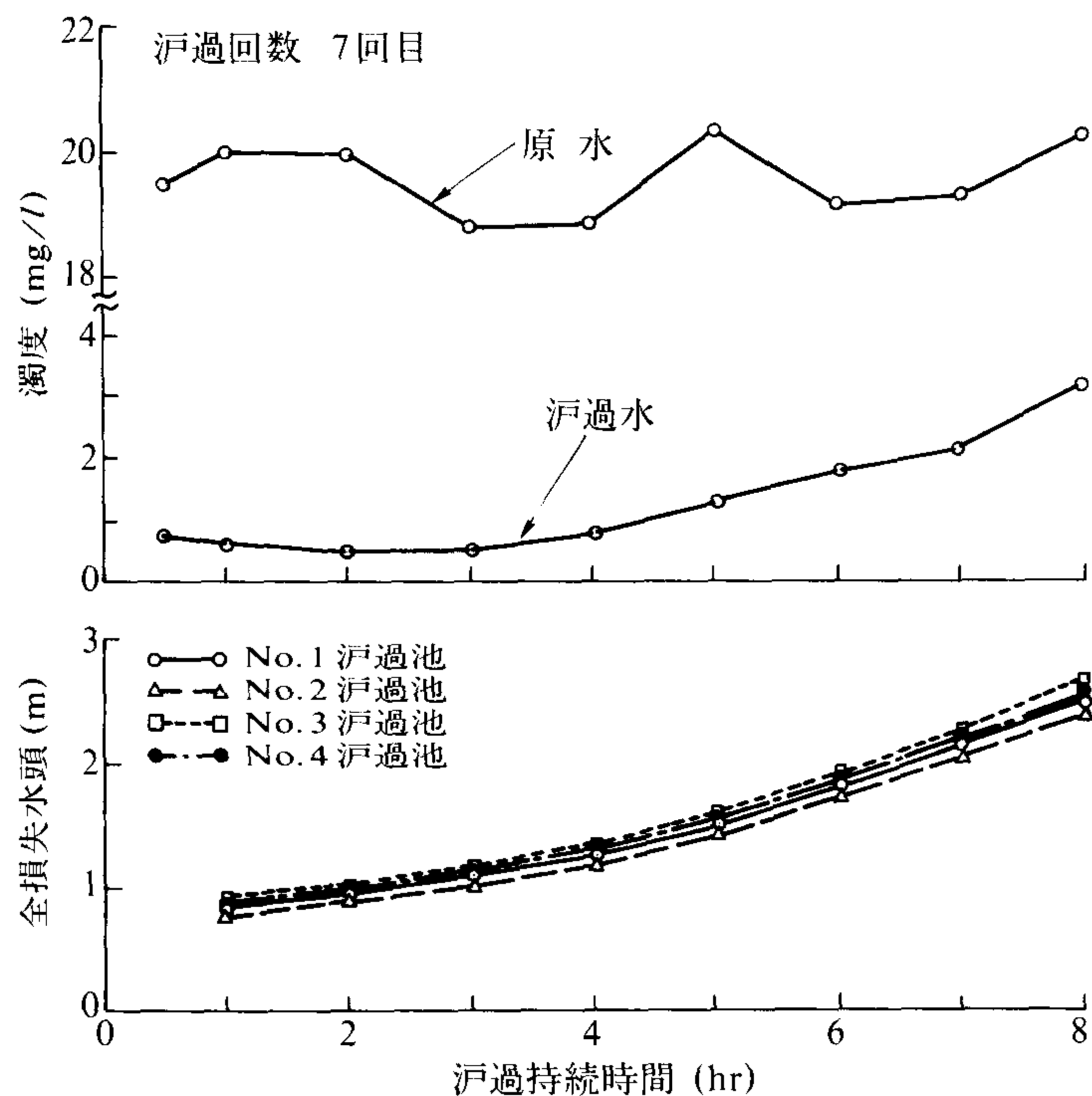
て、濾過持続時間は28時間から、24時間に短くなる。

4.4 設定全損失水頭と濾過持続時間

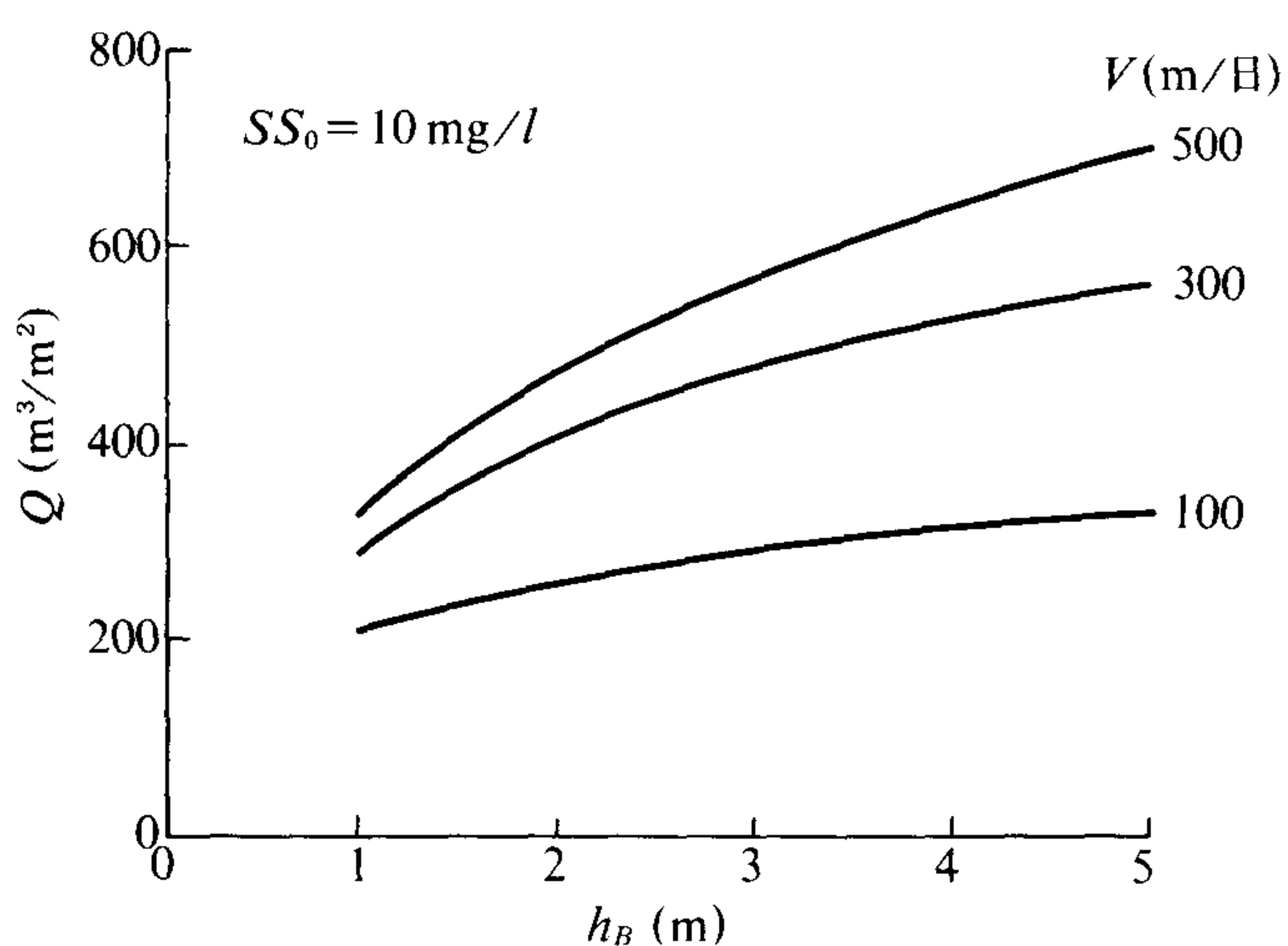
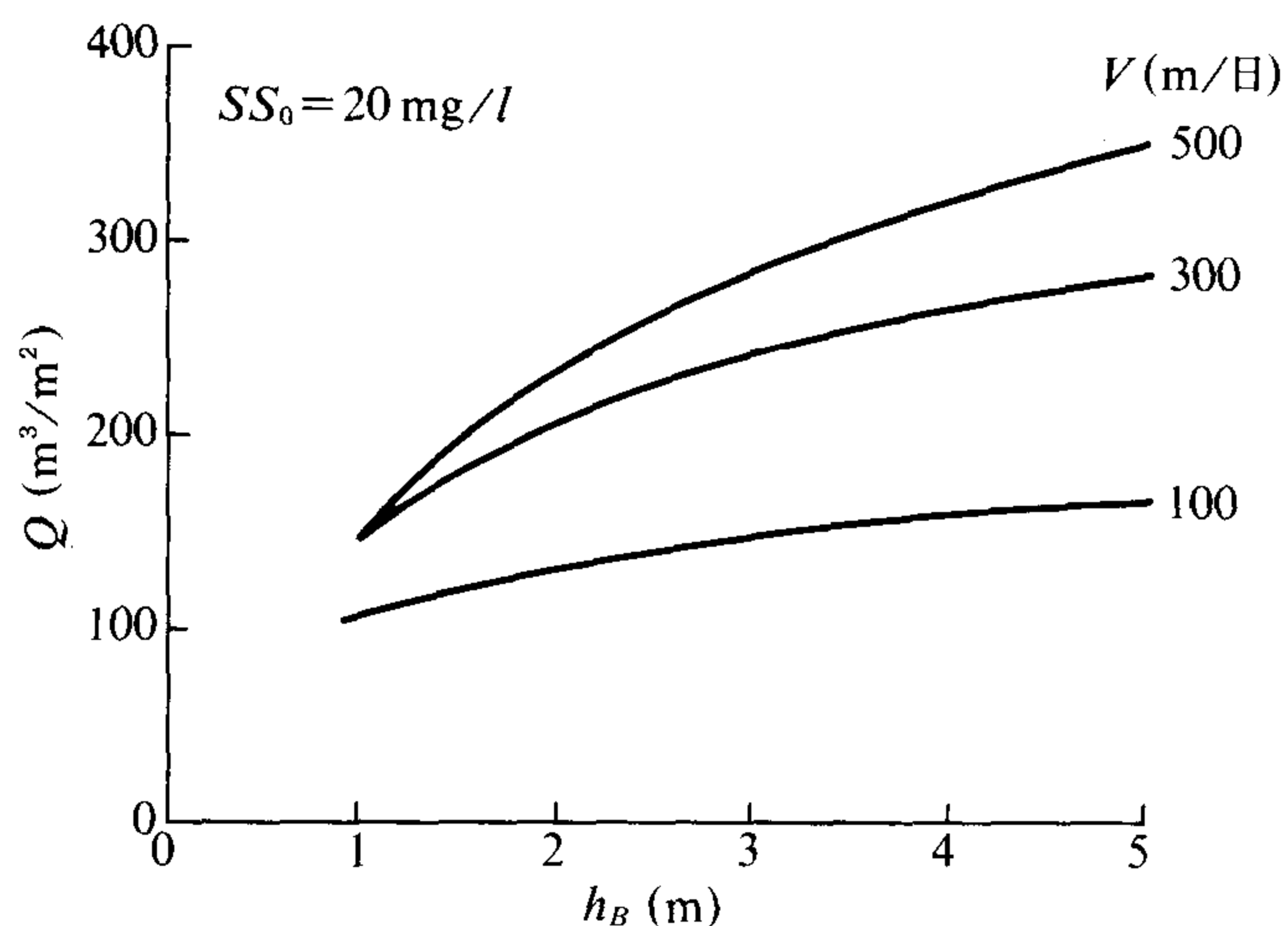
実際の濾過池は、その経済性や維持管理の容易性の観点から、設計条件が決められていることが多い。三次処理用の急速濾過池の全損失水頭の設定には、

- (a) 濾過水に浮遊物が漏出しない範囲とすること
- (b) 濾過が効率的に行なえる範囲とすること
- (c) 濾過池建設費が割高とならない範囲とすること

等を勘案することが大切である⁵⁾。図一21は本実験装置で測定した全損失水頭と濾過水濁度との関係である。濾過持続時間が長くなり全損失水頭が大きくなると、濾過



図—21 濾過持続時間と全損失水頭および濾過水濁度



図—22 濾層の損失水頭と濾過水量

水濁度が若干高くなっており、濾過水に浮遊物が少し漏出するようになるものと考えられる。一方、図—22は(13)式で $H_p = 0$ として計算した濾過の損失水頭と濾過

表—4 実施設の急速濾過池の配管等の損失水頭

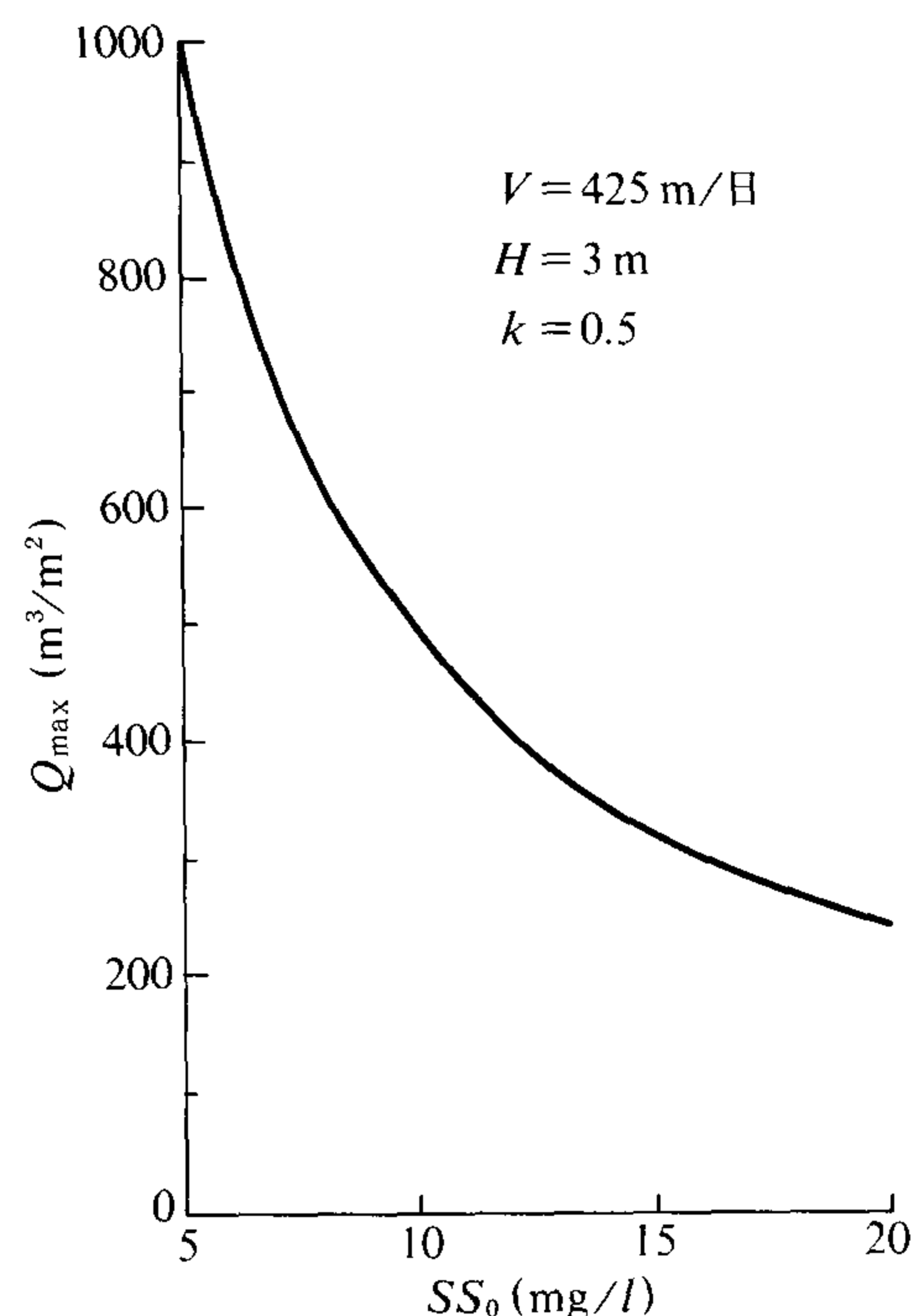
濾過 (m/日)	濾過水渠の損失水頭 (m)	支持砂利層+下部集水装置の損失水頭 (m)	配管等の損失水頭 $H_{p'}$ (m)	$H_{p'}/H_p$
100	0.033	0.004	0.037	0.40
200	0.131	0.014	0.145	0.46
300	0.295	0.029	0.324	0.50
400	0.525	0.050	0.575	0.53
500	0.820	0.077	0.897	0.55

H_p : (5)式

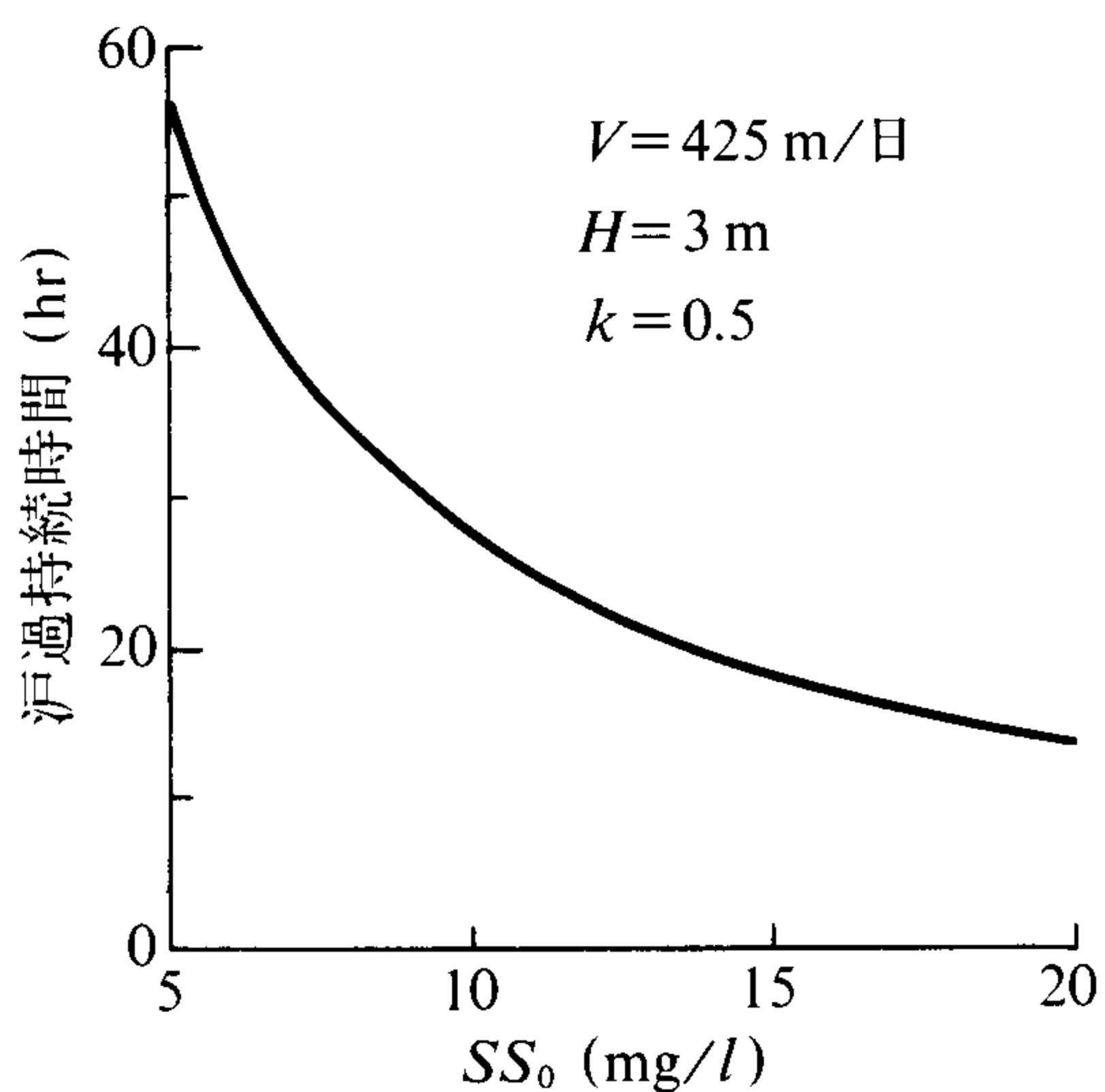
水量との関係である。この図から、濾層の損失水頭が2~3 m 以上になると、濾層の損失水頭を増加させても、濾過水量はそれほど増大しないことが認められる。これは、濾過池の全損失水頭を過大に設定しても、濾過池の高さに比例して濾過水量は増加しないことを意味している。したがって、これらを総括的に考慮すると、設定全損失水頭は3 m 前後が望ましい。また、一般的にも、設定全損失水頭は3 m を標準とするとされている⁴⁾。

5. 実施設への適用例

実施設の濾過渠の損失水頭は、I 下水処理場の実施設の急速濾過池で計算し、これに支持砂利層と下部集水装置を加えた濾過水渠等の損失水頭を表—4 に示す。実験装置の配管等の損失水頭との比も、この表に示した。濾過水渠等の損失水頭の比率 k は、ほぼ0.5である。



図—23 原水 SS と最大濾過水量



図—24 原水 SS と濾過持続時間

ここで、図—19において、全損失水頭 3 m, $k=0.5$ とすると、最適濾過速度は 425 m/日となる。図—23および図—24は、それぞれ上記の条件で計算した濾過原水 SS と最大濾過水量およびそのときの濾過持続時間との関係を示したものである。濾過原水 SS は実際の 2 次処理施設で、標準的な負荷で運転している場合、処理水 SS の 75% 非超過確率は 10.5 mg/l, 下水道施設設計指針に比べて 1.5 倍程度の過負荷で運転しても 18 mg/l であるとされている⁵⁾。これらのことを考慮すると、本実験装置と同じ濾層構成で、独立型カスケード流入方式の濾過池の場合、図—24 から濾過池の洗浄間隔は 18~24 時間とすることができる。

6. 結 論

下水 2 次処理水の急速濾過について、実験結果をもとにカスケード流入の濾過速度および濾過水量等について

検討を加えた結果をまとめると、次の結論を得ることができた。

(1) 所定の全損失水頭に達するまでの濾過水量は、濾過原水 SS, 濾過速度および濾過水渠等の損失水頭の影響を受ける。

(2) 濾過水量は最大値, すなわち, 最大濾過水量が存在し, これは全損失水頭および濾過水渠等の損失水頭の影響を受ける。

(3) 最大濾過水量を与える濾過速度, すなわち, 最適濾過速度は濾過水渠等の損失水頭が小さくなるにしたがって, 急速に大きくなる。

(4) 設定全損失水頭は 3 m 程度とするのが良い。

(5) 濾層の損失水頭を実験的に求めれば, その関係を用いて本研究で示したと同様の手法を用いて計算すれば, 最適濾過速度および最大濾過水量などを求めることができる。

(原稿受付 昭和62年 9 月28日)

参 考 文 献

- 1) 石橋多聞：上水道学, 技報堂, pp. 275~305, 1969
- 2) 鯖田豊之：水道の文化, 西欧と日本, 新潮選書, pp. 76~79, 1983
- 3) 井出哲夫編：水処理工学, 技報堂, pp. 95~146, 1979
- 4) 藤田賢二：急速ろ過池における流量調節方法の理論的解析, pp. 29~45, 水道協会雑誌, No. 423, 1969
- 5) 三次処理技術開発協力会議編：下水 2 次処理水の急速濾過設計マニュアル, 日本下水道協会, pp. 3~28, 1982
- 6) 水理公式集：土木学会, pp. 425~427, 1971
- 7) 千葉県都市部：千葉県 3 次処理実験総括報告書, 1986